



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik
der Technischen Universität Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

**Experimentelle und numerische Untersuchungen
zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen**

Dr.-Ing. Hendrik Ramm

Vom Fachbereich Bau- und Umweltingenieurwissenschaften
der Technischen Universität Darmstadt
zur Erlangung des akademischen Grades eines
Doktor-Ingenieurs (Dr.-Ing.) genehmigte

Dissertation

von

Dipl.-Ing. Hendrik Ramm

aus Dortmund

D17

Darmstadt 2019

Referent: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik
Technische Universität Darmstadt

Korreferent: Prof. Dr.-Ing. Christoph Motzko
Institut für Baubetrieb
Technische Universität Darmstadt

Tag der Einreichung: 15.01.2019

Tag der mündlichen Prüfung: 15.04.2019

Diese Veröffentlichung steht unter folgender Creative-Commons-Lizenz:

CC BY-NC-ND 4.0 International

Namensnennung - Nicht-kommerziell - Keine Bearbeitung 4.0 International

Impressum

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert
Institut und Versuchsanstalt für Geotechnik
Technische Universität Darmstadt
Franziska-Braun-Straße 7
D - 64287 Darmstadt
Telefon +49 (0) 6151/16-22810
Telefax +49 (0) 6151/16-22813
E-Mail: zachert@geotechnik.tu-darmstadt.de

ISBN 978-3-942068-26-0

ISSN 1436-6320

Die Herstellung dieses Heftes erfolgte dankenswerter Weise auch mit
Unterstützung des Fördervereins der Freunde des Institutes für
Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt e.V.

Vorwort des Doktorvaters

Mit dem Mitteilungsheft Nr. 106 publizieren das Institut und die Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt die wissenschaftliche Arbeit von Herrn Dr.-Ing. Hendrik Ramm zum Thema „Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen“. Die vorliegende Arbeit fügt sich ein in die langjährigen Forschungen am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik zu komplexen Gründungssystemen im urbanen Raum.

Herr Dr. Ramm befasste sich in seiner Arbeit mit der Wiedernutzung von Bestandsgründungen als Konzept zur nachhaltigen Nutzung des Baugrunds und zur ressourcenschonenden Alternative zum Abbruch bestehender und zur Herstellung neuer Gründungselemente. Ein wesentlicher Forschungsschwerpunkt lag in der Durchführung von Modellversuchen zur Untersuchung des Tragverhaltens unterschiedlicher Gründungsarten bei Erst-, Ent- und Wiederbelastungsvorgängen. Anhand dieser Versuche wurde der große Einfluss der Vorbelastungshistorie auf das Last-Setzungsverhalten von Bestandsgründungen aufgezeigt.

Ein weiterer Schwerpunkt in der Arbeit von Herrn Dr. Ramm lag in der Untersuchung der Eignung von numerischen Simulationsberechnungen zur Abbildung des in den Modellversuchen festgestellten Tragverhaltens bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen. Für diese Berechnungen wurde anhand von bodenmechanischen Laborversuchen ein neues Stoffmodell für den in den Modellversuchen verwendeten Darmstädter Sand entwickelt.

Wesentliche Teile der hier veröffentlichten wissenschaftlichen Arbeit entstanden im Rahmen der Forschungs- und Entwicklungsvorhaben:

- „Reuse of Foundations on Urban Sites (RuFUS)“, gefördert durch die Europäische Kommission und
- „Untersuchung des Zustands von Bestandsfundamentierungen und Etablierung von Entscheidungsbäumen zur wirtschaftlich optimierten Weiter- und Nachnutzung (Refund)“, gefördert durch das Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung im Rahmen der „Forschungsinitiative Zukunft Bau“.

Für die finanzielle Unterstützung durch die o.g. Forschungsförderer sei, auch im Namen des Autors, gedankt.

Darmstadt, im April 2019

Rolf Katzenbach

Vorwort des Autors

Die hier vorliegende Arbeit entstand im Rahmen meiner Tätigkeit als Wissenschaftlicher Mitarbeiter am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt unter der Leitung von Herrn Professor Rolf Katzenbach.

Die Wiedernutzung von Bestandsgründungen war Gegenstand des europäischen Forschungsprojektes „Reuse of Foundations on Urban Sites“ (RuFUS), das von Firmen und Forschungsinstitutionen aus Frankreich, Griechenland, Schweden, dem Vereinigten Königreich und Deutschland initiiert und in enger Kooperation bearbeitet wurde. Das Projekt nahm die konkreten, vielfältigen Fragestellungen auf, die von den Partnern zunehmend bei Neu- oder Umbauprojekten mit Bestandsgründungen wahrgenommen wurden und stand unter der übergeordneten Zielstellung des nachhaltigen Bauens. Die Mitwirkung in diesem Projekt und der offene Austausch im europäischen Kontext gaben wesentliche Impulse zu meiner Forschungsarbeit.

Neben der Tätigkeit für dieses und weitere Forschungsvorhaben war ich an der TU Darmstadt in die Bearbeitung unterschiedlichster Projekte, die universitäre Lehre und administrative Aufgaben eingebunden. Für diese sehr abwechslungs- und lehrreiche Zeit, die stetige Unterstützung und die vertrauensvolle Zusammenarbeit danke ich Herrn Professor Katzenbach ganz herzlich.

Dem gesamten Kollegium der Versuchsanstalt und des Institutes für Geotechnik danke ich für die angenehme Zusammenarbeit, die große Hilfsbereitschaft und die tatkräftige Unterstützung, die ganz wesentlich zum Gelingen der vorliegenden Arbeit beigetragen haben. Gleiches trifft für die zahlreichen studentischen Mitarbeiter zu, die mir unter anderem bei der Durchführung der Modellversuche eine sehr große Hilfe waren.

Besonderer Dank gilt meinem langjährigen Zimmerkollegen Herrn Dr. Thomas Waberseck für die harmonische gemeinsame Schaffenszeit, die durch eine freundschaftliche gegenseitige Unterstützung geprägt war. Der unkomplizierte Austausch hat bei den unterschiedlichsten Fragestellungen meist sehr schnell weitergeholfen und immer viel Spaß gemacht.

Meine Familie hat mich bei der Erstellung meiner Dissertationsschrift uneingeschränkt unterstützt, mir über eine lange Zeit viele Freiräume eingeräumt, enorm viel Kraft und steten Rückhalt gegeben. Hierfür bedanke ich mich von ganzem Herzen.

Darmstadt, im April 2019

Hendrik Ramm

Inhaltsverzeichnis	Seite
Symbolverzeichnis	V
1 Einleitung	1
2 Motivation zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen	3
2.1 Allgemeines	3
2.2 Bautechnik	5
2.3 Ökonomische Aspekte	6
2.4 Nachhaltigkeit	7
2.5 Archäologische Fundstellen	8
3 Gründungen	10
3.1 Gründungsvarianten	10
3.1.1 Allgemeines	10
3.1.2 Einzelpfahl	10
3.1.3 Pfahlgruppe	11
3.1.4 Flächengründung	11
3.1.5 Kombinierte Pfahl-Plattengründung	11
3.1.6 Negative Mantelreibung	12
3.2 Historische Gründungen	13
3.3 Mögliche Schäden an Gründungen	14
4 Prüf- und Erkundungsmethoden	16
4.1 Allgemeines	16
4.2 Zerstörungsfreie Prüfmethoden für Tiefgründungen	17
4.2.1 Low-Strain-Methode	17
4.2.1.1 Aufbau	17
4.2.1.2 Auswertung	19
4.2.1.3 Pfahllängen	21
4.2.1.4 Grenzen der Methode	22
4.2.2 Mehrkanalige Low-Strain-Methode	22
4.2.3 Parallel-Seismik-Methode	23
4.2.4 Induktionsmethode	25
4.2.5 Mise-à-la-Masse-Methode	26
4.2.6 Bohrlochradar	27
4.2.7 Cross- und Single-Hole-Ultraschallmethode	28
4.2.8 Gamma-Gamma-Methode	29
4.3 Zerstörungsfreie Prüfmethoden für Flächengründungen	30
4.3.1 Ultraschallechomethode	30

4.3.2	Impact-Echo-Methode	30
4.3.3	Oberflächenradarmethode	31
4.3.4	Spectral-Analysis-of-Surface-Waves-Methode	31
4.4	Direkte Prüf- und Erkundungsmethoden	31
4.4.1	Kernbohrung	31
4.4.2	Schurf	32
4.4.3	Baugrunderkundungsbohrung und -sondierung	33
5	Probebelastungen	34
5.1	Allgemeines	34
5.2	Statische Pfahlprobebelastung	34
5.3	Dynamische Pfahlprobebelastung	36
5.3.1	Allgemeines	36
5.3.2	High-Strain-Verfahren	37
5.3.3	Rapid-Load-Verfahren	38
5.4	Geotechnische Messelemente	39
5.5	Messtechnische Überwachung der Entlastung bei Abbruch	39
6	Spezielle Aspekte der Wiedernutzung von Bestandsgründungen	41
6.1	Planungs- und Bauablauf	41
6.2	Rechtliche Aspekte	46
6.3	Nachweisführung	47
6.4	Zeitabhängige Entwicklung des Pfahlwiderstands	50
6.5	Zusätzliche Gründungselemente	52
6.6	Neubauplanung im Hinblick auf eine zukünftige Wiedernutzung von Bestandsgründungen	54
7	Projektbeispiele zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen	56
7.1	Allgemeines	56
7.2	Heizkraftwerk Lichterfelde, Berlin	56
7.3	Plenarsaalgebäude Hessischer Landtag, Wiesbaden	56
7.4	Elbphilharmonie, Hamburg	59
7.5	Lagergebäude	59
7.6	Ludgate West, London	59
7.7	Bürogebäude, Manchester	60
7.8	Bürogebäude, Edinburgh	60
7.9	Juxon House, London	60
7.10	Belgrave House, London	61
7.11	Geschäftshaus, Mannheim	62

8	Modellversuche	63
8.1	Ziele	63
8.2	Modellversuchsstand	63
8.3	Modulare Modellgründung	65
8.4	Darmstädter Sand	67
8.5	Versuchsvorbereitung und -durchführung	70
8.5.1	Allgemeines	70
8.5.2	Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen	70
8.5.3	Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl	72
8.5.4	Flächengründung	72
8.5.5	Einzelpfahl	73
8.6	Versuchsprogramm	75
8.7	Ergebnisse der Modellversuche	76
8.7.1	Allgemeines	76
8.7.2	Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen	76
8.7.3	Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl	79
8.7.4	Flächengründung	81
8.7.5	Einzelpfahl	81
8.7.6	Vergleich und Bewertung	83
8.7.6.1	Allgemeine Bewertung	83
8.7.6.2	Last-Setzungslinien	85
8.7.6.3	Pfahlnormalkräfte	87
9	Numerische Simulation der Modellversuche	90
9.1	Ziele	90
9.2	Allgemeines	90
9.3	Geometrie und Randbedingungen	90
9.4	Berechnungsschritte	93
9.5	Stoffgesetze	95
9.5.1	Allgemeines	95
9.5.2	Kappenmodell zur Abbildung des Darmstädter Sands	95
9.5.2.1	Allgemeines	95
9.5.2.2	Triaxialversuche	99
9.5.2.3	Verfestigungsregel	100
9.5.2.4	Reibungswinkel und Kohäsion	103
9.5.2.5	Querdehnungszahl	105
9.5.2.6	Elastizitätsmodul	106
9.5.3	Lineare Elastizität zur Abbildung der Modellgründung	109
9.5.4	Stoffgesetzparameter	110
9.6	Berechnungsergebnisse	110
9.6.1	Allgemeines	110
9.6.2	Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen	111

9.6.3	Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl	120
9.6.4	Flächengründung	126
9.6.5	Einzelpfahl	128
9.6.6	Bewertung	132
10	Zusammenfassung und Ausblick	135
11	Literaturverzeichnis	138
12	Normenverzeichnis	156
Anhang:	Ergebnisse Modellversuche	158

Symbolverzeichnis

Das Verzeichnis umfasst die wichtigsten wiederkehrenden Symbole.

Lateinische Buchstaben

<i>Symbol</i>	<i>Einheit</i>	<i>Bedeutung</i>
A	[m ²]	Fläche
A _b	[m ²]	Pfahlfußfläche
A _s	[m ²]	Pfahlmantelfläche
c	[m/s]	Ausbreitungsgeschwindigkeit
C _C	[-]	Krümmungszahl
C _U	[-]	Ungleichförmigkeitszahl
c'	[kN/m ²]	Kohäsion des drainierten Bodens
D	[-]	Lagerungsdichte
d	[m]	Korndurchmesser
d	[kN/m ²]	Konusachsabschnitt in der p-t-Ebene
E	[kN/m ²]	Elastizitätsmodul
E _s	[kN/m ²]	Steifemodul
F _c	[kN/m ²]	Kappenfließfläche
F _s	[kN/m ²]	Konusfließfläche
F _t	[kN/m ²]	Übergangsfließfläche
G _c	[kN/m ²]	Fließpotential Kappe
G _s	[kN/m ²]	Fließpotential Konus und Übergangsbereich
K	[-]	Formfaktor Konus
K ₀	[-]	Erdruhedruckbeiwert
L	[m]	Pfahllänge
N	[F]	Pfahlnormalkraft
n	[-]	Porenanteil
n _φ	[-]	Exponent
p	[kN/m ²]	hydrostatische Spannung
p _b	[kN/m ²]	Kompressionsfließspannung
p ₀	[kN/m ²]	Referenzdruck
q	[kN/m ²]	Mises-Vergleichsspannung
q _b	[kN/m ²]	Pfahlspitzendruck
q _s	[kN/m ²]	Pfahlmantelreibung
R _b	[kN]	Pfahlfußwiderstand
R _c	[kN]	axialer Widerstand eines Einzelpfahls

R_{raft}	[kN]	Widerstand der Fundamentplatte
R_s	[kN]	Pfahlmantelwiderstand
R_{tot}	[kN]	Gesamtwiderstand einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP)
R	[-]	Formfaktor Kappe
s	[m]	Setzung
Δt	[s]	Laufzeit
t	[kN/m ²]	deviatorische Spannungsgröße
U	[V]	Elektrische Spannung
V	[kN]	Last (Vertikalkraft)
V	[m ³]	Volumen
V_0	[m ³]	Ausgangsvolumen
v	[m/s]	Geschwindigkeit
v_e	[-]	Steifemodulbeiwert
w	[-]	Wassergehalt
w_e	[-]	Steifemodulexponent
Z	[kN/(m/s)]	Impedanz
z	[m]	Tiefe

Griechische Buchstaben

<i>Symbol</i>	<i>Einheit</i>	<i>Bedeutung</i>
α	[-]	Formfaktor Übergangsfläche
α_{KPP}	[-]	Pfahlplatten-Koeffizient
β	[°]	Konuswinkel in der p-t-Ebene
δ'	[°]	Kontaktreibungswinkel
ε	[-]	Dehnungskomponente (allgemein)
ε_v	[-]	Volumendehnung
$\varepsilon_v^{\text{pl}}$	[-]	plastische Volumendehnung
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	[-]	Hauptdehnungen
φ'	[°]	innerer Reibungswinkel des drainierten Bodens
φ_0	[°]	Referenzreibungswinkel
σ	[kN/m ²]	Spannungskomponente (allgemein)
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	[kN/m ²]	Hauptspannungen
σ_{at}	[kN/m ²]	atmosphärischer Luftdruck
π	[-]	Kreiszahl
ρ	[kN/m ³]	Dichte

ρ_s	[kN/m ³]	Korndichte
ρ_d	[kN/m ³]	Trockendichte
ν	[-]	Querdehnungszahl
Θ	[°]	Lode-Winkel

Kopf- / Fußzeiger

<i>Symbol</i>	<i>Bedeutung</i>
1, 2, 3	Indizes allgemein
x, y, z	kartesische Koordinatenrichtungen
i, j	Indizes

1 Einleitung

Seitdem es Siedlungen gibt, ist die Wiedernutzung bestehender Gründungen und Grundmauern bei einem Neubau gängige Praxis. Soweit die Bestandsgründung die Lasten des bisherigen Bauwerks schadensfrei in den Baugrund abgetragen hat, konnte zunächst angenommen werden, dass dies auch für einen Neubau vergleichbarer Größe der Fall sein würde.

Die Beurteilung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit moderner Bestandsgründungen ist vor dem Hintergrund oft hoher Anforderungen an das Tragwerk zeitgemäßer Bauwerke allerdings deutlich komplexer geworden. Das trifft insbesondere auch bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen zu, wie sie bei einer Wiedernutzung auftreten.



Bild 1.1 Bestandspfähle nach Gebäudeabbruch

Gründungselemente, wie die in Bild 1.1 nach einem Gebäudeabbruch freigelegten Bestandspfähle, binden unterschiedlich tief in den Baugrund ein und sind daher in der Regel nur zu einem kleinen Teil unmittelbar sichtbar. Abmessungen, Integrität und Materialzustand können meist nur mit speziell für diesen Einsatz entwickelten oder aus anderen Einsatzbereichen adaptierten Prüf- und Erkundungsmethoden bestimmt beziehungsweise geprüft werden.

Infolge der Bauwerkslast und infolge des Abbruchs haben Gründung und Baugrund eine Vorbelastungshistorie erfahren, die einen großen Einfluss auf das Tragverhalten einer Bestandsgründung haben kann und daher bei der Planung einer Wiedernutzung zu berücksichtigen ist. Eine zutreffende Abschätzung des Last-Setzungsverhaltens von Bestandsgründungen ist besonders dann relevant, wenn bestehende und neue Gründungselemente kombiniert werden sollen. Für derartig komplexe Gründungssysteme kommen zunehmend numerische Simulationsmodelle zum Einsatz, in denen der stofflichen Modellierung des Baugrunds eine wesentliche Bedeutung zukommt. Das hierfür zum Einsatz

kommende Stoffgesetz muss in der Lage sein, die Be- und Entlastungsvorgänge hinreichend genau abzubilden.

Angeichts der zunehmenden Relevanz der Wiedernutzung von Bestandsgründungen im städtischen Umfeld wurde im Rahmen des von der Europäischen Kommission geförderten internationalen Forschungsprojekts „Reuse of Foundations on Urban Sites“ (RuFUS) ein Handbuch erstellt, das den an entsprechenden Projekten Beteiligten als Hilfestellung zur Verfügung steht (Butcher et al. 2006a). Eine Fortführung und Adaptierung der in diesem internationalen Projekt geleisteten Arbeit erfolgte auf nationaler Ebene mit dem Projekt „Untersuchung des Zustands von Bestandsfundamentierungen und Etablierung von Entscheidungsbäumen zur wirtschaftlich optimierten Weiter- und Nachnutzung“ (Refund). Dieses Projekt wurde im Rahmen der „Forschungsinitiative Zukunft Bau“ durch das Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung gefördert, und dessen Resultate wurden ebenfalls in einem Handbuch veröffentlicht (Niederleithinger & Katzenbach 2016). Teile der vorliegenden Arbeit entstanden im Rahmen der voran beschriebenen Forschungsprojekte beziehungsweise wurden von diesen inspiriert.

Mit der vorliegenden Arbeit werden zentrale Aspekte und besondere Herausforderungen bei der Planung und Umsetzung von Projekten, bei denen Bestandsgründungen wiedergenutzt werden sollen, herausgearbeitet und zusammenfassend beschrieben. Ein Augenmerk liegt dabei auf den einsetzbaren Prüfmethoden und Prozeduren. Es werden unterschiedliche Aspekte der Wiedernutzung von Gründungen anhand von Projektbeispielen erörtert und Anforderungen an den Projektablauf skizziert.

Für den Entwurf und die Bemessung einer auf bestehenden Elementen aufbauenden Gründung ist das richtige Einschätzen des Ent- und Wiederbelastungsverhaltens dieser Gründungselemente von entscheidender Bedeutung. Ein Ziel der vorliegenden Arbeit ist es daher, das Tragverhalten unterschiedlicher Gründungssysteme bei Ent- und Wiederbelastungsvorgängen vergleichend im Hinblick auf eine mögliche Wiedernutzung zu untersuchen und zu beschreiben. Es werden umfangreiche Modellversuche zum Last-Setzungsverhalten von Flach-, Pfahl- und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) vorgestellt und die gewonnenen Erkenntnisse zum unterschiedlichen Tragverhalten der Gründungssysteme beschrieben. Die Ergebnisse der Modellversuche werden dann zur Validierung numerischer Modelle herangezogen. Mit numerischen Simulationsberechnungen wird die grundsätzliche Eignung eines Stoffgesetzes zur Abbildung des Last-Setzungsverhaltens von Gründungen bei Be- und Entlastungsvorgängen, wie sie bei der Wiedernutzung von Gründungen auftreten, geprüft.

2 Motivation zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen

2.1 Allgemeines

Die weltweit zunehmende Urbanisierung und der in den Städten nur begrenzt verfügbare Raum für Neubauten erhöhen den Bedarf an Konzepten zu einer in ökonomischer und ökologischer Hinsicht nachhaltigen Nutzung des dort vorhandenen Baugrunds.

Ein wesentlicher Aspekt ist hierbei auch die Wiedernutzung von Bestandsgründungen, die besonders in Städten unter den folgenden Randbedingungen zunehmend relevant wird:

- Die Nachfrage nach neuwertigen, repräsentativen Gebäuden in Zentrumslagen ist hoch, und unbebaute Grundstücke stehen nur begrenzt zur Verfügung. Dies führt zu relativ kurzen Gebäudestandzeiten und häufigen Neubauten auf einem Grundstück.
- Der Baugrund erfordert aufgrund seines Lastverformungsverhaltens Tiefgründungselemente, welche nur mit großem Aufwand wieder entfernt werden können und oft Hindernisse für eine erneute Bebauung darstellen.
- Der unterirdische Raum ist von unterschiedlichen Bauwerken wie Tunneln für Verkehrswege, Tiefgaragen, Kanälen und Leitungen oder Verbauwänden durchzogen, sodass die Herstellung neuer Gründungselemente erschwert wird.
- Archäologische Fundstellen, die aus der langen Geschichte der Ansiedlung beziehungsweise Stadt resultieren, dürfen durch Baumaßnahmen nicht beschädigt werden und reduzieren den für neue Gründungen zur Verfügung stehenden Raum.

Katzenbach et al. (2001) führen aus, dass die Wiedernutzung von Gründungen an Bedeutung gewinnen wird und stellen fest, dass sich aus unterschiedlichen Gründen die Notwendigkeit ergeben kann, diese in das Baukonzept einzubeziehen.

Chapman & Anderson (2005) stellen am Beispiel der Stadt London dar, wie der Platz für neue Gründungselemente abnimmt. Zum einen wird durch leistungsfähigere Baumaschinen die Herstellung von immer größeren Tiefgründungselementen, die zum Teil mit weiten Fußverbreitungen ausgeführt werden, ermöglicht. Zum anderen kann es bei Neubauten durch die erforderliche Überbrückung von bestehenden, aber nicht zur Wiedernutzung vorgesehenen Pfählen zu Lastkonzentrationen kommen, die wiederum große neue Pfähle erforderlich machen. Dieser Effekt führt zu einer zunehmenden Anzahl von Pfählen von zunehmender Größe und wird durch die zum Teil vergleichsweise kurze Standzeit von Gebäuden im Stadtzentrum verstärkt.

Am Beispiel von Frankfurt am Main wird die Tendenz im Umgang mit renovierungsbedürftigen beziehungsweise zu ersetzenden Hochhäusern anhand der folgenden Projekte aufgezeigt.

Reul et al. (2007) stellen den Umbau des im Jahr 1972 fertiggestellten Hochhauses der SGZ-Bank zum Parktower vor. Im Zuge dieser Baumaßnahme wurde das bestehende, auf einer Flächen Gründung errichtete Hochhaus bis auf das Tragwerk rückgebaut, die Fassade und die drei obersten Geschosse entfernt. Durch einen direkt an den Bestand anschließenden Neubau wurde die nutzbare Geschossfläche vergrößert. Das neue Gebäude ist rd. 14 m höher als das vorherige.

Im Rahmen des Umbaus der aus dem Jahr 1975 stammenden Hochhaustürme des ehemaligen Gebäudes der Hessischen Landesbank in Frankfurt am Main wurden diese bis auf das Tragwerk zurückgebaut (Hochtief Construction AG 2005). Durch die Verlagerung von technischer Gebäudeausrüstung wurde in dem ebenfalls auf einer Flächen Gründung stehende Gebäude zusätzlich nutzbare Fläche geschaffen.



Bild 2.1 Zürich-Haus (links, Philipp Holzmann AG) und Opernturm (rechts)

Katzenbach et al. (2011) führen aus, dass in Frankfurt am Main im Zuge der zahlreichen Rückbaumaßnahmen zur städtischen Weiterentwicklung neue Erkenntnisse zum zeitva-

rianten Trag- und Verformungsverhalten des Frankfurter Tons infolge Baugrudentlastung gewonnen werden. Beispielfhaft werden unter anderem die Erkenntnisse aus dem Rückbau des im Jahr 1963 fertiggestellten Hochhauskomplexes der Zürich Versicherung dargestellt (Bild 2.1). Nach dem Rückbau im Jahr 2001 (Katzenbach et al. 2004) wurden Hebungen in der Größenordnung der Setzungen infolge des Gebäudeneubaus festgestellt. Zur Berechnung der Gründung des an dieser Stelle geplanten Opernturms wurden Bodenkennwerte angesetzt, die durch eine Rückrechnung der beobachteten Setzungen und Hebungen der vorigen Bebauung kalibriert wurden (Dürrwang et al. 2007). Die Blockrandbebauung des Opernturms wurde auf der bestehenden Fundamentplatte des rückgebauten Gebäudekomplexes gegründet.

Bei Baumaßnahmen dieser Art kommt es infolge der mit dem Teilrückbau beziehungsweise dem Abbruch einhergehenden Entlastung des Gründungssystems und des Baugrunds in der Regel zu Hebungen. Im Zuge der Neubaumaßnahmen sind wiederum Setzungen unter Berücksichtigung der Vorbelastung und Entlastung zu berechnen.

2.2 Bautechnik

Speziell dann, wenn Gebäudegeometrie und -lasten von Neu- und Altbauwerk ähnlich sind und sich die bestehenden Gründungselemente an geeigneten Positionen befinden, liegt die Prüfung, ob deren Wiedernutzung möglich ist, nahe. Ist dies nicht der Fall, können bestehende Gründungen bei der Planung und Herstellung eines neuen Gründungssystems störende Elemente im Baugrund darstellen. Diese müssen, um Platz für neue zu schaffen, entfernt oder zur Vermeidung von Zwangsbeanspruchungen gegebenenfalls durch geeignete Maßnahmen von dem neuen Tragwerk getrennt werden. Das kann mit zusätzlich erforderlichen Baumaßnahmen verbunden sein, um beispielsweise Pfahlköpfe zu kappen oder um Neubaulasten in Bereiche zu leiten, in welchen neue Pfähle hergestellt werden können. Werden auf einem Grundstück in mehreren Bebauungszyklen stets neue Tiefgründungen hinzugefügt, wird die Herstellung neuer Gründungselemente zunehmend aufwendiger (Allenou 2003, Chapman et al. 2001).

Das Entfernen von Bestandsgründungen ist vor allem bei Tiefgründungselementen sehr aufwendig und kostenintensiv (Hertlein & Walton 2000) und mit Risiken für den Bauablauf verbunden (Windle et al. 2007, Schüßler et al. 2018). Zum Entfernen einer Tiefgründung sind Informationen erforderlich, die eventuell auch eine Wiedernutzung ermöglichen könnten. Nach dem Entfernen der bestehenden Gründungselemente wird eine Verfüllung erforderlich, aus welcher ein bereichsweise gestörter Baugrund resultiert, in dem dann im Zuge des Neubaus gegebenenfalls neuen Gründungselemente angeordnet werden müssen (Chapman et al. 2003). Dies kann zu zusätzlichen Aufwendungen führen. Das

Entfernen von Gründungen kann außerdem zu unerwünschten Verformungen des Baugrunds führen, die gegebenenfalls auch angrenzende Bauwerke betreffen.

Bei einer Wiederbelastung bestehender, vorbelasteter Gründungselemente treten in der Regel geringere Setzungen auf als bei einer vergleichbaren Erstbelastung. Bei Pfählen wurde infolge von zeitabhängigen Vorgängen auch eine Zunahme des Widerstandes im Grenzzustand der Tragfähigkeit beobachtet. St. John (2000) führt aus, dass oft auch ein pragmatischer Ansatz gewählt werden muss, nach welchem Gründungen, die ein Gebäude über viele Jahre zufriedenstellend getragen haben, auch vergleichbare Lasten eines neuen Gebäudes tragen werden; dies allerdings unter der Voraussetzung, dass sich ihre Materialeigenschaften nicht verschlechtern.

2.3 Ökonomische Aspekte

Die Wiedernutzung von Bestandsgründungen kann zu Kosten- beziehungsweise Bauzeiteinsparungen aber auch zu zusätzlich erforderlichen Aufwendungen führen. In Abhängigkeit von der jeweiligen Baumaßnahme können diese in sehr unterschiedlichem Umfang eintreten.

Die folgenden Kosten- beziehungsweise Bauzeiteinsparungspotenziale können mit der Wiedernutzung von Bestandsgründungen verbunden sein:

- Die Planung und Herstellung neuer Gründungselemente können ganz oder teilweise entfallen.
- Das Entfernen der Bestandsgründung und die Entsorgung des Abbruchmaterials können ganz oder teilweise entfallen.

Demgegenüber werden bei einer Wiedernutzung von Bestandsgründungen eventuell aber die folgenden zusätzlichen Maßnahmen erforderlich:

- Als Planungsgrundlage ist die Beschaffung und Sichtung sämtlicher verfügbarer Unterlagen zu der Bestandsgründung erforderlich.
- Die Untersuchung und Bewertung der Bestandsgründung sind generell erforderlich.
- Die Bestandsgründung muss speziell bei Abbrucharbeiten gegen Beschädigungen geschützt werden.
- Gegebenenfalls ist die Bestandsgründung zu sanieren oder zu verstärken.
- Das aufgehende Tragwerk muss an die Bestandsgründung angeschlossen und vorher gegebenenfalls daran angepasst werden.

Die Herstellung einer Gründung befindet sich oft auf dem kritischen Weg eines Bauvorhabens, d.h. die nachfolgenden Gewerke können nicht vor der Fertigstellung der Gründung begonnen werden. Der Umfang der genannten Tätigkeiten kann also unmittelbaren Einfluss auf die Bauzeit haben.

Müssen Bestandsgründungen für die Errichtung eines Neubaus vorab entfernt werden, führt dies zu erheblichen Mehrkosten. Begaj & McNamara (2011) geben an, dass die Kosten für das Entfernen von Bestandspfählen bis zu viermal so hoch wie die für die Installation von neuen Pfählen sein können.

Die Wiedernutzung von Bestandsgründungen kann aufgrund des abnehmenden Platzes, der für neue Gründungen zur Verfügung steht, zukünftig für viele Bauvorhaben die einzige Möglichkeit sein, ein wirtschaftliches Gründungssystem herzustellen (Wheeler 2003).

2.4 Nachhaltigkeit

Eine Wiedernutzung von Bestandsgründungen hat grundsätzlich zur Folge, dass neue Gründungen nicht oder nur in geringerem Umfang hergestellt werden müssen. Reduzierte Bautätigkeiten und Abbrucharbeiten verringern den Verbrauch von Energie und Material. Damit einher geht unter anderem auch eine Reduktion von Transporten sowie Lärm- und Staubemissionen. Die gegebenenfalls erforderliche Entsorgung von Abbruchmaterial der Bestandsgründungen entfällt.

Speziell bei der Herstellung von Tiefgründungselementen kann es zu einem Eingriff in das anstehende Grundwasser kommen. Das damit gegebenenfalls verbundene Risiko unerwünschter Auswirkungen, wie beispielsweise eines Grundwasseraufstaus oder zusätzlicher Grundwasserwegsamkeiten bei dem Durchteufen von Grundwasserstauern, kann durch die Wiedernutzung von Bestandsgründungen reduziert werden.

Um einen nachhaltigen Umgang mit der Ressource Baugrund zu erreichen, wird von Paul et al. (2002) neben der Nutzung von Brachflächen und dem Einsatz von optimierten Gründungssystemen unter anderem auch die Wiedernutzung von Bestandsgründungen vorgeschlagen. Graubner & Mielecke (2012) erläutern den Begriff der Nachhaltigkeit und heben die zunehmende Relevanz des nachhaltigen Bauens für alle Baubeteiligten hervor. Eine nachhaltige Entwicklung erfolgt demnach im Einklang von ökonomischen, ökologischen und sozialen Aspekten. Pralle & Gromer (2012) beobachten, dass Aspekte der Nachhaltigkeit bei der Vergabe von Bauleistungen eine zunehmend größere Rolle spielen.

Der „Leitfaden Nachhaltiges Bauen“ des Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit (BMUB 2016) sieht ein Bestandsgebäude unter den Aspekten einer nachhaltigen Entwicklung als grundsätzlich erhaltungswürdig an, fordert aber auch die Prüfung, ob die an das Bestandsgebäude gestellten Anforderungen weiterhin erfüllt werden. Für die Bewertung der Nachhaltigkeit von Bauvarianten stehen unterschiedliche Werkzeuge der Ökobilanzierung und Lebenszykluskostenanalyse zur Verfügung (BMUB 2016, Graubner & Hülske 2003). Die mit der Wiedernutzung von Bestandsgründungen verbundene Minimierung des Ressourcenverbrauchs und Kostenreduktion können dazu beitragen, die Nachhaltigkeit eines Bauwerks zu verbessern. Stelte & Trunk (2009) sehen bei der Beurteilung der Nachhaltigkeit eines Gebäudes das Erfordernis, dieses als Ganzes und einzelne Bauteile wie das Gründungssystem nicht isoliert zu betrachten.

2.5 Archäologische Fundstellen

In vielen Städten ist der Baugrund von Überresten vorangegangener Siedlungen durchsetzt, welche von archäologischem Interesse sind und als schützenswert beurteilt werden. Durch die Wiedernutzung von Bestandsgründungen können die ungewünschten Eingriffe in diese Baugrundbereiche reduziert werden.

Eine Wiedernutzung von Bestandspfählen kann besonders dann relevant werden, wenn diese in der Vergangenheit durch vorhandene archäologische Fundstellen hindurch hergestellt wurden und neue Pfähle aufgrund strengerer Vorgaben dort nicht mehr hergestellt werden können (Williams 2006). In Einzelfällen werden in Bereichen von archäologischen Fundstellen neue Pfähle nur in eingeschränktem Umfang mit dem Ziel zugelassen, den Rest der Fundstelle in situ für die Zukunft zu schützen. Diesen Pfählen kommt bei einer zukünftigen Neubaumaßnahme insofern eine besondere Bedeutung zu, da zusätzliche Pfahlpositionen eventuell nicht mehr genehmigt werden. Im Hinblick auf eine dann gegebenenfalls erforderliche Wiedernutzung empfehlen Williams & Chaddock (2003) hier eine umfangreiche Dokumentation der hergestellten Gründungselemente sicherzustellen.

Paul et al. (2002) berichten von der Wiederentdeckung des in London im Jahr 1587 errichteten Rose Theatre im Zuge der Aushubarbeiten für ein neues Bürogebäude im Jahr 1989. Bei den Ausgrabungen zeigte sich, dass Pfahlgruppen zur Gründung eines im Jahr 1957 an gleicher Stelle errichteten Lagerhauses zum Teil durch die Grundmauern des ehemaligen Theaters hindurch hergestellt worden waren (Bild 2.2). Der Fund führte zu einer Überarbeitung des neuen Gründungssystems, um die Überreste des Theaters zu schützen und diese in situ erhalten zu können.

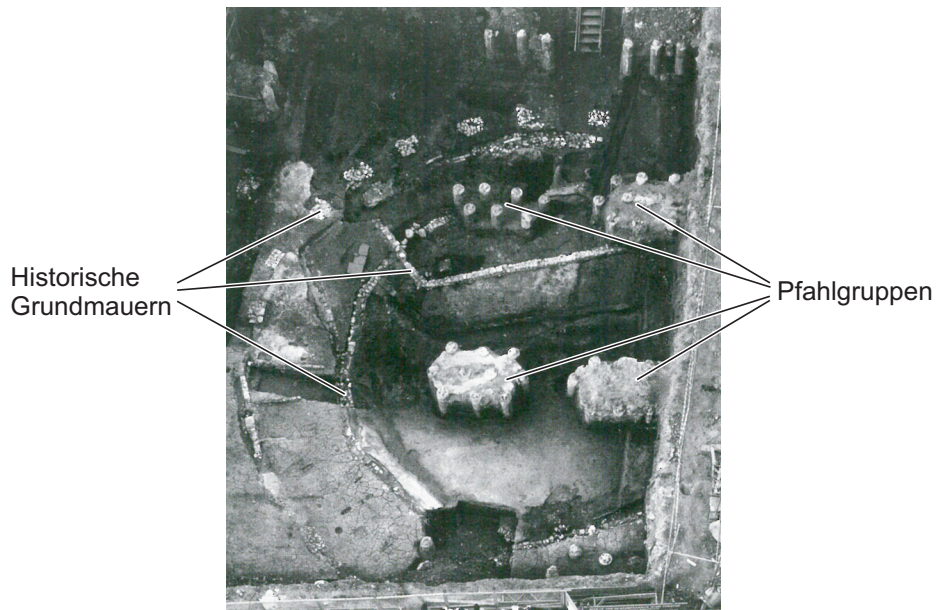


Bild 2.2 Ausgrabung des Rose Theatre (nach Paul et al. 2002)

Das im Jahr 2009 eröffnete Akropolismuseum in Athen befindet sich mit einem Drittel der Grundfläche im Bereich einer archäologischen Fundstelle, die in situ erhalten wird und zum Teil vom Museum aus zu besichtigen ist (Stamatopoulos et al. 2006). Die zur Gründung dieses Bauwerks erforderlichen Pfähle wurden nur in Bereichen von geringerer archäologischer Bedeutung zugelassen.

3 Gründungen

3.1 Gründungsvarianten

3.1.1 Allgemeines

Zum Abtrag von Bauwerkslasten stehen im Wesentlichen die in Bild 3.1 dargestellten Gründungsarten zur Verfügung. Über Pfähle und andere pfahlartige Tiefgründungselemente werden die Lasten in tiefere Bereiche des Baugrunds eingeleitet, während der Lastabtrag bei Flächengründungen meist über Platten flächenhaft erfolgt. Bei einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) erfolgt der Lastabtrag sowohl über die Platte als auch die Pfähle.

Die Wahl einer Gründungsart erfolgt in Abhängigkeit von den jeweiligen Baugrundverhältnissen, Bauwerkslasten und Anforderungen an das Last-Setzungsverhalten der Gründung.

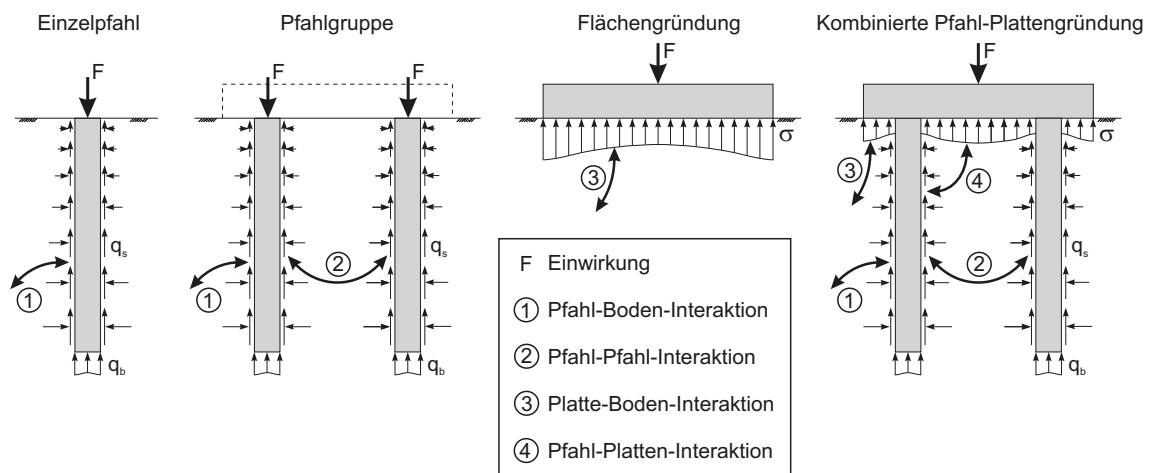


Bild 3.1 Gründungsarten

3.1.2 Einzelpfahl

Der setzungsabhängige axiale Widerstand $R_c(s)$ eines Einzelpfahls setzt sich aus dem Pfahlfußwiderstand $R_b(s)$ und dem Pfahlmantelwiderstand $R_s(s)$ zusammen.

$$R_c(s) = R_b(s) + R_s(s) \quad (3.1)$$

$$R_b(s) = A_b \cdot q_b(s) \quad (3.2)$$

$$R_s(s) = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i}(s) \quad (3.3)$$

mit: A_b Pfahlfußfläche
 q_b Pfahlspitzendruck
 $A_{s,i}$ Pfahlmantelfläche in der Baugrundsicht i
 $q_{s,i}$ Pfahlmantelreibung in der Baugrundsicht i

Definitionsgemäß wird das Tragverhalten eines Einzelpfahls nicht oder nur in vernachlässigbar geringem Umfang von anderen Gründungselementen beeinflusst (Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA-Pfähle 2012). Die Größe der Pfahlmantelreibung q_s ist abhängig von der Setzung s .

3.1.3 Pfahlgruppe

Eine Pfahlgruppe besteht aus mehreren Pfählen, die über einen gemeinsamen Überbau oder eine gemeinsame Kopfplatte verbunden sind und ihr Tragverhalten gegenseitig über eine Pfahl-Pfahl-Interaktion beeinflussen (EA-Pfähle 2012). Über den Überbau beziehungsweise die Kopfplatte werden keine Bauwerkslasten in den Baugrund abgetragen.

3.1.4 Flächengründung

Als Flächengründungen werden Gründungselemente wie Fundamentplatten bezeichnet, die Bauwerkslasten ausschließlich über Sohlspannungen σ in der Gründungsebene abtragen.

3.1.5 Kombinierte Pfahl-Plattengründung

Eine Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) ist eine Verbundkonstruktion aus Pfählen und einer Fundamentplatte (Hanisch et al. 2002). Das Tragverhalten einer KPP ist geprägt durch die in Bild 3.1 dargestellten Interaktionseinflüsse. Der setzungsabhängige Gesamtwiderstand $R_{tot}(s)$ einer KPP entspricht der Summe der Widerstände der Pfähle $R_{c,j}(s)$ und der Platte $R_{raft}(s)$.

$$R_{tot}(s) = \sum_j R_{c,j}(s) + R_{raft}(s) \quad (3.4)$$

$$R_{raft}(s) = \int \sigma(x, y) dA \quad (3.5)$$

mit: $R_{c,j}$ Widerstand des Pfahls j
 $\sigma(x,y)$ Sohlspannung

Mit dem Pfahlplatten-Koeffizienten $\alpha_{KPP}(s)$ wird der Anteil beschrieben, den die Pfähle am Gesamtwiderstand $R_{tot}(s)$ der KPP haben.

$$\alpha_{KPP}(s) = \frac{\sum_j R_{c,j}(s)}{R_{tot}(s)} \quad (3.6)$$

In Frankfurt am Main wurde die erste KPP im Jahr 1984 für das Messetorhaus hergestellt (Katzenbach 1993).

3.1.6 Negative Mantelreibung

Setzt sich der an einen Pfahl angrenzende Boden beispielsweise infolge von Konsolidationsvorgängen oder angrenzenden Auflasten stärker als der Pfahlkopf, so resultiert aus dieser Relativverschiebung eine Pfahlmantelreibung. Sie ist der aus Pfahlsetzungen resultierenden Pfahlmantelreibung entgegengerichtet und wird daher als negative Mantelreibung bezeichnet (EA-Pfähle 2012). In diesem Fall setzt sich der Pfahl so lange, bis die im oberen Pfahlbereich wirkende negative Mantelreibung und die im unteren Pfahlbereich entgegenwirkende positive Mantelreibung sowie der Pfahlfußwiderstand im Gleichgewicht stehen. Die Grenze zwischen den beiden entgegengerichteten Mantelreibungen wird neutraler Punkt genannt. Im neutralen Punkt tritt in diesem Fall die größte Druckkraft im Pfahl auf (Fall B, Bild 3.2).

Infolge von Hebungen des an einen Pfahl angrenzenden Bodens, die beispielsweise durch Aushubarbeiten und die damit einhergehenden Spannungsreduktionen ausgelöst werden und die größer sind als die Hebungen des Pfahlkopfs, kann es zu Zugkräften im Pfahl kommen. In diesem Fall wirken im oberen Pfahlbereich positive und im unteren Pfahlbereich negative Pfahlmantelreibung. Im neutralen Punkt ergibt sich bei dieser Belastung die größte Zugkraft (Fall C, Bild 3.2).

Auch infolge von Entlastungsvorgängen am Pfahl selbst, die unter anderem in der vorliegenden Arbeit untersucht werden, kann es durch eine Verspannung des Pfahls im Boden zu einer vergleichbaren Belastung mit resultierenden Zugkräften im Pfahl kommen. Bell et al. (2013) sowie Clarke et al. (2006) führen hierzu aus, dass durch die mit einem Gebäudeabbruch einhergehende Entlastung von Bestandspfählen in diesen Zugspannungen entstehen können, die Risse verursachen und die Pfähle eventuell unbrauchbar machen können.

In der vorliegenden Arbeit wird auch die Mantelreibung als negative Mantelreibung bezeichnet, die bei Entlastungsvorgängen festgestellt wird und die entgegen der aus einer Pfahlsetzung resultierenden Mantelreibung gerichtet ist.

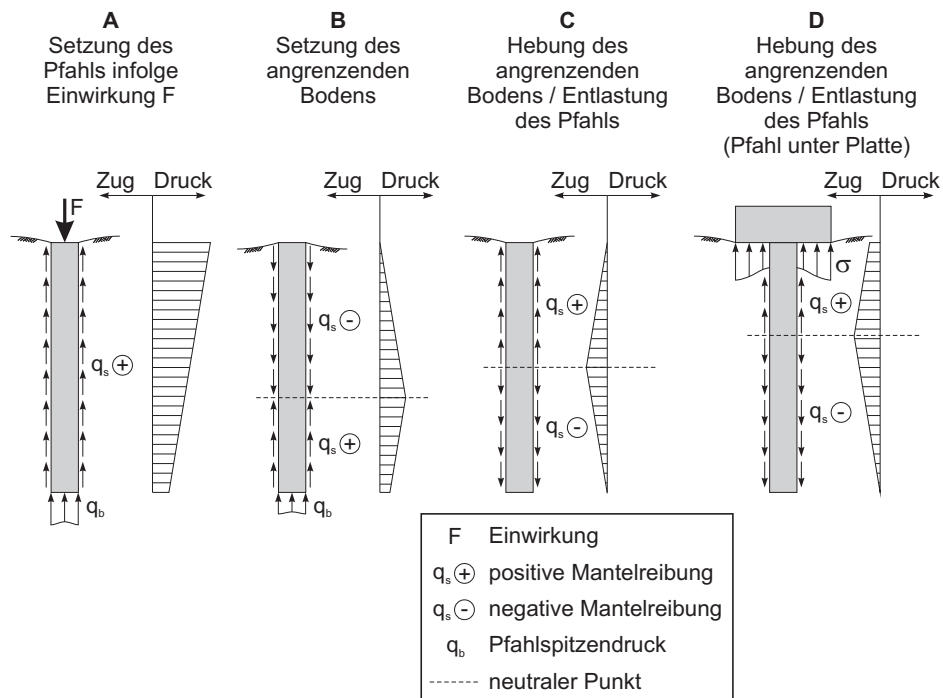


Bild 3.2 Pfahlmantelreibung und -normalkraft (schematische Darstellung)

In Bild 3.2 werden für vier unterschiedliche Belastungsfälle die Pfahlmantelreibungen und die zugehörigen Pfahlnormalkräfte unter der vereinfachenden Annahme schematisch dargestellt, dass der Betrag der Pfahlmantelreibung q_s über den gesamten Pfahlschaft konstant ist und der Pfahl deutlich steifer als der anstehende Baugrund ist. Als Fall A wird die Belastung eines Pfahls mit der Einwirkung F dargestellt, die zu einer Setzung des Pfahlkopfs führt; hier erfolgt der Lastabtrag über positive Mantelreibung und Pfahlspitzendruck. Fall B stellt die Belastung infolge einer Setzung und Fall C infolge einer Hebung des angrenzenden Bodens dar. Fall D zeigt die Belastung eines Pfahls, der an eine Platte angeschlossen ist, ebenfalls infolge einer Hebung des angrenzenden Bodens. Die Fälle C und D können auch bei Entlastungsvorgängen des Gründungssystems eintreten.

3.2 Historische Gründungen

Goldscheider (2003) bezeichnet Gründungen, die bis zu Beginn des 20. Jahrhunderts gebräuchlich waren, als historisch und gibt Empfehlungen zur Untersuchung und Instandsetzung dieser Gründungen und stellt typische Bauweisen vor. Bei historischen Gründungen kamen im Wesentlichen Natursteine und Holz für den Lastabtrag in den Baugrund zum Einsatz.

Die von Quick et al. (1996) dargestellte Vorgehensweise zur Untersuchung und Bewertung der historischen Holzpfehlgründung unter den Nordtürmen des Reichstagsgebäudes

in Berlin zeigt exemplarisch wesentliche Schritte bei der Wieder- beziehungsweise Wiedernutzung derartiger Gründungen auf. Die 5 m langen Holzpfähle waren infolge von Milieuänderungen durch eine Grundwasserabsenkung vorgeschädigt. Im Zuge der Umbaumaßnahmen in den 1990er Jahren konnte durch Laborversuche, Probelastungen und Verformungsberechnungen die zukünftige Gebrauchstauglichkeit der Gründung aus Holzpählen allerdings nachgewiesen werden. In anderen Bereichen des Gebäudebestands kamen zur Nachgründung Mikropfähle und das Düsenstrahlverfahren zum Einsatz.

Untersuchungen zur Dauerhaftigkeit von Holzpählen wurden auch von Berglund et al. (2006a) für das schwedische Parlamentsgebäude durchgeführt. Infolge von Geländehebungen besteht dort die Gefahr eines Trockenfallens von Teilen der Gründung.

Zu den Besonderheiten des Tragverhaltens von historischen Gründungen wird auf die umfangreichen Untersuchungen von Jovanovic (2002) verwiesen.

3.3 Mögliche Schäden an Gründungen

An Gründungen können zu unterschiedlichen Zeitpunkten Schäden entstehen. Bereits durch eine fehlerhafte Planung oder Herstellung von Gründungen können Funktionsmängel oder Schäden verursacht werden. Schallert (2010) fasst die Ursachen der am häufigsten auftretenden Schäden in den folgenden vier Gruppen zusammen:

- unzureichende Baugrundbewertung,
- fehlerhafte Bemessung,
- unsachgemäße Herstellung und
- Beschädigungen durch den Bauablauf im Nachgang der Herstellung.

In der Nutzungsphase können Schäden aus unvorhergesehenen, eventuell zeitvarianten Einwirkungen, wie beispielsweise erhöhten beziehungsweise unplanmäßigen Lasten, Baugrundverformungen oder Grundwasserspiegeländerungen resultieren. Auch durch materialangreifende Inhaltsstoffe im Grundwasser wie beispielsweise Sulfat oder Chlorid (Stark & Wicht 2013) können Schäden verursacht werden. Infolge einer Karbonatisierung im Beton kann es zu einer Korrosion des Bewehrungsstahls im Gründungselement kommen.

Im Falle einer Wiedernutzung von Bestandsgründungen kann an diesen durch Abbruch- und Bauarbeiten Schaden entstehen. Speziell durch den Einsatz von schweren Abbruchgerätschaften können beispielsweise Pfähle im Kopfbereich beschädigt werden (Bild 3.3). Es besteht außerdem die Gefahr von Beschädigungen infolge von entlastungsbedingten Baugrundverformungen.



Bild 3.3 Abbrucharbeiten im Kopfbereich von Bestandspfählen

Die Tragfähigkeit von Gründungen kann eingeschränkt werden durch Schäden, wie Risse, Abscherungen, Abplatzungen oder Auswaschungen, oder durch herstellungsbedingte Abweichungen, wie beispielsweise Hohlräume, Kiesnester, oder geometrische Differenzen, wie Einschnürungen oder Ausbauchungen bei Ortbetonbauteilen (siehe auch Bild 7.3).

4 Prüf- und Erkundungsmethoden

4.1 Allgemeines

Um die Stärken und Schwächen, Potenziale und Risiken eines Bestandsbauwerks zu erfassen, ist eine Bestandsanalyse erforderlich, die zum einen eine bauliche Bestandsaufnahme (Anamnese) und zum anderen eine Baudiagnose umfasst (BMUB 2016). Mit der Bestandsanalyse sollen Planungsunsicherheiten, die bei dem Bauen im Bestand verstärkt zu erwarten sind, durch ein möglichst systematisches Vorgehen reduziert werden.

Im Rahmen der Bestandsanalyse sind im Hinblick auf eine Wiedernutzung von Bestandsgründungen und der damit erforderlichen Beurteilung deren äußeren und inneren Tragfähigkeit die folgenden Eigenschaften und Parameter der Gründung festzustellen beziehungsweise zu untersuchen:

- Gründungsart und Lage der Gründungselemente
- Geometrie (Pfahllänge, -form und -durchmesser, Plattenausdehnung und -dicke, etc.)
- Integrität (Schäden oder Inhomogenitäten im Gründungselement)
- Bestandteile, Materialien (Bewehrungsgrad und -lage etc.)
- Materialeigenschaften und Dauerhaftigkeit
- Tragfähigkeit und Last-Setzungsverhalten

Um eine Wiedernutzung von Bestandsgründungen zu ermöglichen, dürfen diese durch die erforderlichen Untersuchungen nicht beschädigt werden. Zerstörungsfreie Prüfverfahren sind daher ein wesentliches Werkzeug zur Klärung der Gründungseigenschaften. Auch dem Grunde nach zerstörungsfreie Prüfverfahren können Abbrucharbeiten oder Bauteilöffnungen erfordern, um Zugang zu den zu prüfenden Gründungselementen, wie z.B. Pfahlköpfen, zu erhalten. Zudem können direkte Aufschlüsse durch Abbruch oder Bohrungen erforderlich werden, um zum Beispiel an Bohrkernen Referenzmessungen zur Kalibrierung der zerstörungsfreien Prüfverfahren durchzuführen oder um indirekt ermittelte Parameter durch direkte Messungen zu verifizieren. Zunächst hängt die Auswahl der zur Verfügung stehenden Prüfverfahren von der Zugänglichkeit der zu prüfenden Bestandsgründungen ab.

Zur Beurteilung der Tragfähigkeit von Bestandsgründungen ist, wie bei der Herstellung neuer Gründungselemente auch, die Kenntnis des Baugrundaufbaus, der Bodenkennwerte und der Grundwasserverhältnisse unabdingbar. Diese Informationen über die Baugrundverhältnisse, in welchem sich die Bestandsgründungen während der bisherigen Nutzungsphasen befanden, können ebenfalls den erforderlichen Untersuchungsumfang an den Bestandsgründungen beeinflussen.

Im Folgenden werden zerstörungsfreie Prüfmethoden für Tief- und Flächengründungen sowie direkte Prüf- und Erkundungsmethoden vorgestellt.

4.2 Zerstörungsfreie Prüfmethoden für Tiefgründungen

4.2.1 Low-Strain-Methode

4.2.1.1 Aufbau

Bei der zerstörungsfreien Low-Strain-Methode (auch: Hammerschlagmethode) handelt es sich um eine dynamische Pfahlprüfungsmethode auf Grundlage der eindimensionalen Wellenausbreitung, die bei Körpern mit einem Verhältnis von Länge zu Durchmesser von größer als fünf zu eins zur Anwendung kommen kann (EA-Pfähle 2012). Mit der Low-Strain-Methode können Fehlstellen entlang des im Boden eingebetteten Pfahlschaftes wie Scherflächen, Querschnittsminderungen beziehungsweise Einschnürungen und Bereiche mit mangelhafter Betonqualität identifiziert werden (Kirsch & Klingmüller 2003). Dabei wird der gesamte Pfahlquerschnitt erfasst.

Im Bereich des Kopfes des zu testenden Pfahls wird mit einem Hammerschlag eine Impulswelle eingeleitet (Anregung), die sich im Pfahl ausbreitet und die an Stellen, an welchen eine Querschnittsänderung oder -störung vorliegt, reflektiert wird. Bei intakten Pfählen erfolgt die größte Reflexion normalerweise am Pfahlfuß, so dass mit diesem Verfahren neben Fehlstellen auch die Pfahllänge bestimmt werden kann. Über einen Beschleunigungsaufnehmer, der am Pfahlkopf angebracht ist, werden die Anregung und die reflektierten Wellen registriert (Bild 4.1).

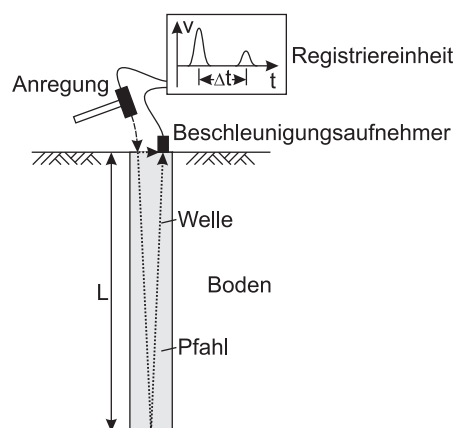


Bild 4.1 Prinzip der Low-Strain-Methode (nach Niederleithinger 2011)

Mit Hilfe der Registriereinheit wird die Geschwindigkeit v im Bereich des Beschleunigungsaufnehmers ermittelt und über der Zeitachse aufgetragen. Zur Vereinfachung der Interpretation des gemessenen Verlaufs kann das Signal des Beschleunigungsaufnehmers mit der Zeit t zunehmend verstärkt werden, um den Energieverlust der Welle bei dem Durchlaufen des Pfahls infolge von Dämpfung auszugleichen. Außerdem stehen unterschiedliche Signalfilterfunktionen zur Verfügung, um ein Rauschen, das beispielsweise aus Störungen infolge mitschwingender Bewehrung resultieren kann, aus dem Signal zu entfernen (Körner et al. 2007).

Die zur Low-Strain-Methode erforderlichen Gerätschaften lassen sich schnell per Hand umsetzen (Bild 4.2). Zur Durchführung dieser Prüfung ist schadhaftes oder gelöstes Material im Bereich der Anregung und des Aufnehmers zu entfernen.



Bild 4.2 Durchführung der Low-Strain-Methode an einem Bestandspfahl

Klingmüller (1993) weist auf die schwierigen baulichen und baubetrieblichen Randbedingungen hin, unter welchen eine Pfahlprüfung nach der Low-Strain-Methode oft durchgeführt werden muss. Sollte der Pfahlkopf nicht zugänglich sein, kann die Prüfung auch durch das darüber liegende Bauteil erfolgen. Die Auswertung der Messung wird hierdurch allerdings deutlich schwieriger (Niederleithinger et al. 2007). Die Position der Pfähle muss bekannt sein; ein Verfahren zur Lokalisierung der Pfähle unter einer 75 cm dicken Platte mittels der Ultraschallechomethode wird von Taffe et al. (2004) vorgestellt.

Mit der Low-Strain-Methode können auch unter Last stehende Pfähle geprüft werden, soweit der Pfahl seitlich zugänglich ist und eine seitliche Aussparung zur Anbringung des Aufnehmers hergestellt werden kann (EA-Pfähle 2012). Taffe et al. (2005) zeigen an einem Beispiel die Möglichkeit der Schlageinleitung durch eine Kernbohrung im auf dem

Pfahl aufliegenden Bauteil und die Montage des Aufnehmers auf einer am Pfahlmantel angeschraubten Konsole auf.

Über einen zur Kraftmessung instrumentierten Hammer kann zusätzlich der Stoßkraftzeitverlauf des Hammerschlages gemessen und das Frequenzspektrum des Messsignals berechnet werden (Niederleithinger et al. 2007).

Bei der Biegewellenmethode wird durch einen Hammerschlag in radialer Richtung auf den Pfahlmantel im Kopfbereich eine Biegewelle erzeugt. Zwei Beschleunigungsaufnehmer messen bei dieser Variante die radiale Beschleunigung im Bereich des Pfahlkopfs (Plaßmann 2002).

Niederleithinger et al. (2015) erforschen unter anderem den Einsatz eines computergesteuerten, am Pfahl montierten Vibrators zur gezielten Erzeugung der in den Pfahl eingeleiteten Anregung als Alternative zum Hammerschlag, um die Aussagesicherheit der Untersuchung zu erhöhen.

4.2.1.2 Auswertung

Die Pfahllänge L kann bei einer eindeutigen Reflexion am Pfahlfuß und bekannter Ausbreitungsgeschwindigkeit der Welle c aus der gemessenen Laufzeit der Welle Δt wie folgt berechnet werden:

$$L = \frac{c \cdot \Delta t}{2} \quad (4.1)$$

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit c im Beton ist abhängig von der Festigkeitsklasse und dem Betonalter und liegt üblicherweise im Bereich von 3.000-4.500 m/s. Fallweise ist eine Bestimmung dieses Kennwertes an einer Probe beziehungsweise eine Kalibrierung unter Zuhilfenahme anderer Prüfmethoden oder Messungen zu empfehlen. Fischer & Missal (2010) berichten von Wellengeschwindigkeiten von unter 3.000 m/s bei Vollverdrängungsschraubbohrpfählen.

Mit der Low-Strain-Methode werden Impedanzänderungen des Pfahlquerschnitts festgestellt. Die Impedanz Z ist als dynamische Steifigkeit von der Pfahlquerschnittsfläche A , dem Elastizitätsmodul E und der Dichte ρ des Pfahlmaterials abhängig:

$$Z = A \cdot \sqrt{E \cdot \rho} \quad (4.2)$$

Durchläuft die Welle eine Stelle des Pfahls, an der eine Impedanzänderung vorliegt, kommt es zur Aufteilung in einen reflektierten und einen transmittierten Wellenanteil (Kirsch & Klingmüller 2003). Eine Impedanzabnahme, die z.B. durch eine Verkleinerung der Pfahlquerschnittsfläche oder durch eingeschlossene Fehlstellen verursacht werden kann, resultiert in einem Ausschlag des am Pfahlkopf erfassten Geschwindigkeitsverlaufs in der Richtung des Ausschlags aus der eingeleiteten Stoßwelle (Schmidt & Seitz 1998). Eine Impedanzzunahme, die z.B. durch eine Vergrößerung der Pfahlquerschnittsfläche oder eine Erhöhung des Elastizitätsmoduls verursacht werden kann, ist an einem Ausschlag in entgegengesetzter Richtung zu erkennen.

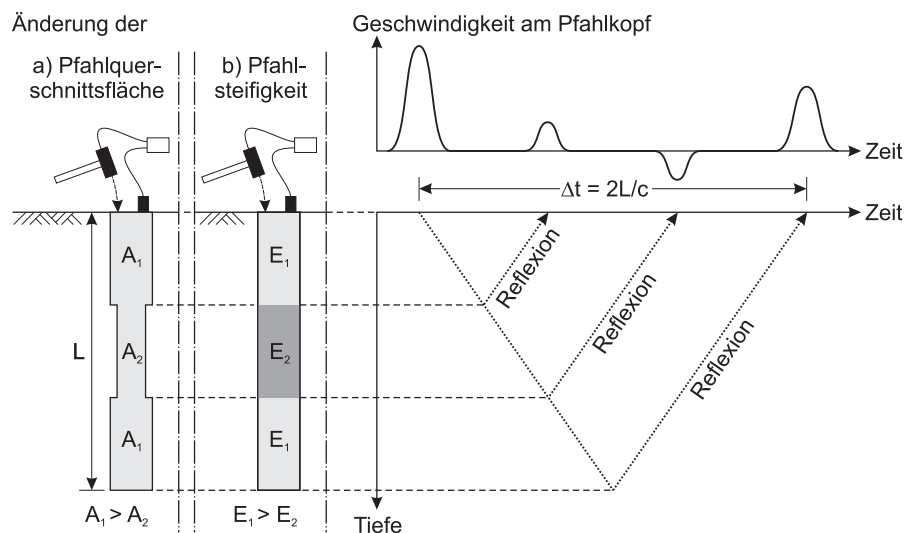


Bild 4.3 Impedanzänderungen und Zusammenhang von Tiefe und Zeit (schematische Darstellung nach Taffe et al. (2005))

Die in Bild 4.3 schematisch dargestellten Impedanzänderungen können zu ähnlichen Messergebnissen führen, so dass es anhand des Messsignals nicht möglich ist eindeutig festzustellen, ob eine Änderung der Pfahlquerschnittsfläche oder der Pfahlsteifigkeit vorliegt. Nach Körner et al. (2007) ist eine Impedanzänderung aber vorrangig dem Pfahl zuzuschreiben. Der aus dem anstehenden Boden resultierende Pfahlmantelwiderstand führt nach Schallert (2010) allerdings ebenfalls zu Reflexionen.

Besteht eine starke Impedanzänderung im Pfahl, beispielsweise ein Riss, kann dies dazu führen, dass darunterliegende Impedanzänderungen, wie der Pfahlfuß, nicht oder nur schwer festgestellt werden können.

Bei der Prüfung von mehreren baugleichen Pfählen kann durch einen Vergleich der Messergebnisse bei Abweichungen vom typischen Messsignal auf mögliche Fehlstellen oder Längenabweichungen bei einzelnen Pfählen geschlossen werden (EA-Pfähle 2012).

In EA-Pfähle (2012) wird empfohlen, die Pfahleigenschaften nur aus den wesentlichen und eindeutigen Signaleigenschaften abzuleiten und bei der Beurteilung des getesteten Pfahls eine Einteilung in definierte Beurteilungsklassen vorzunehmen.

Niederleithinger (2008) führt numerische Simulationsberechnungen von Low-Strain-Prüfungen an Pfählen mit unterschiedlichen Querschnittsverläufen durch und analysiert die daraus resultierenden Laufzeitdiagramme.

Über eine Auswertung der identifizierten Resonanzfrequenzen kann auf die Pfahllänge beziehungsweise Impedanzänderungen im Pfahl geschlossen werden (Williams & Jones 2006). In günstigen Fällen ermöglicht dieses Verfahren, die Frequenz der eventuell vorhandenen Platte von der des Pfahls zu unterscheiden (Rausche & Klingmüller 2009).

Auf den Einfluss des Baugrundaufbaus auf die tatsächlich hergestellte Pfahlform weisen Fischer et al. (2008) hin und zeigen die Wichtigkeit auf, alle vorhandenen Informationen zu Baugrund und Pfahlherstellung bei der Auswertung der Low-Strain-Prüfung einzubeziehen, um deren Aussagekraft bewerten zu können.

4.2.1.3 Pfahllängen

Zur möglichen Länge der zu testenden Pfähle sind unterschiedliche Aussagen zu finden:

Nach EA-Pfähle (2012) ist die Low-Strain-Methode bevorzugt anwendbar für freistehende Ortbetonpfähle in Lockerböden mit einer Länge von 5 m bis 25 m. Bei längeren Pfählen hängt der Erfolg der Prüfung insbesondere vom jeweiligen Herstellungsverfahren und den Baugrundverhältnissen ab.

Nach Rausche & Klingmüller (2009) kann die Low-Strain-Methode im Allgemeinen bei Pfählen mit einer Länge von maximal 25 m oder dem 30-fachen Durchmesser angewendet werden; unter sehr günstigen Umständen kann auch noch die doppelte Länge möglich sein. Körner et al. (2007) geben an, dass in bindigen Böden ab einer Pfahllänge von 20 m Probleme bei der Identifikation der Pfahlfußreflexion auftreten können, da die Dämpfung größer ist als bei Pfählen in nichtbindigen Böden.

Maung et al. (2008) berichten von einem 52 m langen Pfahl, bei dem eine deutliche Reflexion am Pfahlfuß beobachtet wurde; dass dies möglich war, führen sie auf den zum Zeitpunkt der Prüfung noch jungen Pfahl zurück. Anhand weiterer Beispiele zeigen Maung et al. (2008) den Einfluss der im Bereich des Pfahlmantels anstehenden Bodenschichten auf das Laufzeitdiagramm auf.

Rausche & Klingmüller (2009) berichten, dass die Low-Strain-Methode für Stahlpfähle mit Längen von rd. 10 m erfolgreich eingesetzt wurde.

4.2.1.4 Grenzen der Methode

Die Low-Strain-Methode setzt voraus, dass sich die akustischen Parameter von Pfahl und Baugrund, in welchen er einbindet, signifikant unterscheiden (Niederleithinger & Taffe 2006). Bindet der Pfahl in Fels ein, kann dies dazu führen, dass die Pfahllängenbestimmung mit diesem Verfahren aufgrund der nicht eintretenden Reflexion der Stoßwelle am Pfahlfuß nicht möglich ist, da im Übergang von Pfahlbeton zu Fels keine signifikante Impedanzänderung vorliegt.

Körner et al. (2007) stellen Erfahrungen mit unterschiedlichen Pfahltypen zusammen, erläutern die jeweiligen Besonderheiten und kommen zum Schluss, dass aufgrund der Heterogenität des Baugrunds und des jeweiligen Pfahlsystems grundsätzlich keine Richtlinie zur Prüfung einzelner Pfahltypen erstellt werden kann.

Fischer & Missal (2010) weisen aufbauend auf Untersuchungen an Modellpfählen auf die Schwierigkeit einer korrekten Bewertung der Messwerte hin. So ist beispielsweise eine stetige Querschnittszunahme über die Tiefe von Modellpfählen mit der Low-Strain-Methode nicht zu erkennen.

4.2.2 Mehrkanalige Low-Strain-Methode

Bei der mehrkanaligen Low-Strain-Methode (Bild 4.4) werden mehrere Beschleunigungsaufnehmer übereinander am Pfahlmantel angebracht (EA-Pfähle 2012). Durch diese Anordnung kann die Richtung, in welcher eine Welle den Pfahl im Bereich der Aufnehmer durchläuft, festgestellt werden. So können beispielsweise bei Pfählen unter bestehenden Bauwerken Reflexionen der Stoßwelle aus dem Pfahl von unerwünschten, aus dem Bauwerk resultierenden Reflexionen unterschieden werden (Niederleithinger et al. 2015).

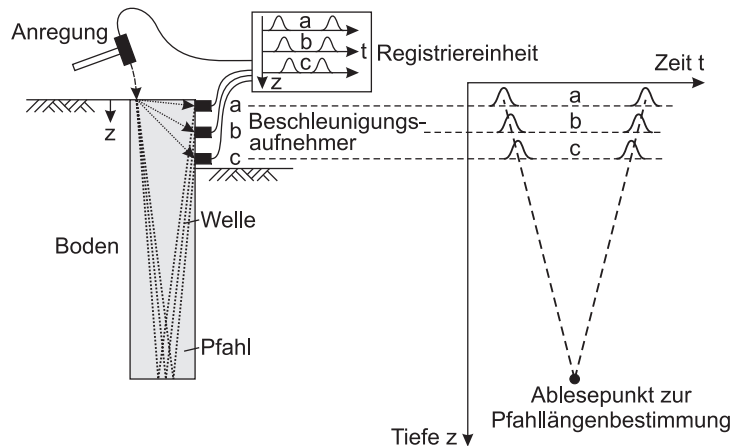


Bild 4.4 Prinzip der mehrkanaligen Low-Strain-Methode
(nach Sack et al. 2008)

Durch die Auswertung der Laufzeit einer Welle zwischen den Aufnehmern kann auch die Wellengeschwindigkeit des Pfahlbetons ermittelt werden. Robinson & Webster (2008) zeigen dies am Beispiel eines Gründungspfahls einer Brücke.

In der Literatur sind unterschiedliche Ausführungsvarianten der mehrkanaligen Low-Strain-Methode zu finden. Rausche & Klingmüller (2009) beschreiben die Two-Velocity-Methode (TVM), bei der zwei Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlmantel angebracht werden, wofür dieser über mindestens 1,5 m freigelegt sein muss. Sack et al. (2008) berichten von einem Einsatz der Ultraseismic-Methode mit 24 Beschleunigungsaufnehmern zur Bestimmung der Gründungstiefe unter einem Brückenpfeiler.

4.2.3 Parallel-Seismik-Methode

Zur Durchführung dieses zerstörungsfreien Verfahrens wird wie bei den voran beschriebenen Untersuchungsmethoden am Pfahlkopf mit einem Hammerschlag eine Impuls-welle eingeleitet (Anregung), die im Pfahl in Richtung des Pfahlfußes läuft (Bild 4.5). Dabei wird über den Pfahlmantel Energie in den umgebenden Boden abgegeben, sodass es im Boden zur Ausbreitung einer Welle kommt. Diese Welle wird von einem Geo- oder Hydrophon (Sensor) erfasst, das in einer vorab herzustellenden, verrohrten Bohrung positioniert ist. Die erforderliche Bohrung verläuft in einem Abstand von maximal 3 m parallel zum Pfahl.

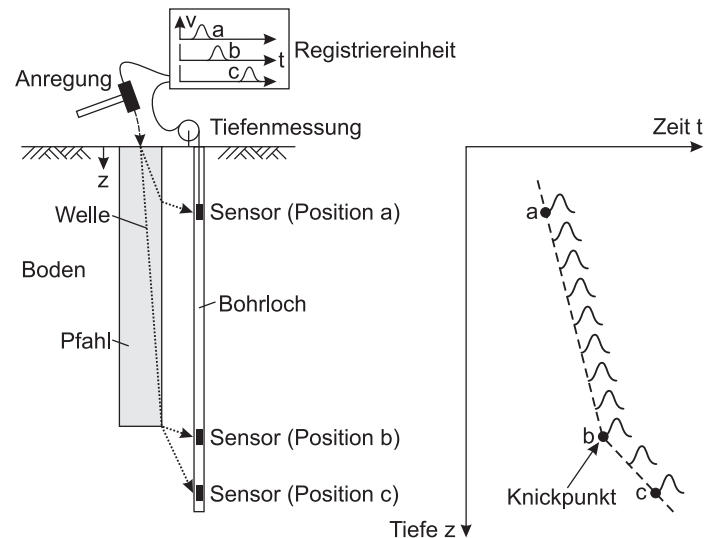


Bild 4.5 Prinzip der Parallel-Seismik-Methode (nach Niederleithinger 2011)

Der Ringraum in dem Bohrloch zwischen Rohr und Baugrund muss verfüllt werden, um den ungestörten Durchgang der Welle zu gewährleisten. Das Rohr muss ausreichend tief unterhalb des Pfahlfußes enden, um eine Auswertung der Messungen zu ermöglichen. Nach EA-Pfähle (2012) soll es rd. 5 m tiefer als der Pfahl reichen. Hydrophone werden im wassergefüllten Rohr geführt und zeichnen Druckänderungen auf. Mit im Rohr fixierten Geophonen können die Schwingungen komponentenweise erfasst werden. Als Alternative zum im verrohrten Bohrloch geführten Sensor kann dieser, an einer Drucksonde montiert, parallel zum Pfahl schrittweise eingepresst werden (Rankka & Holm 2006, Butcher 2006).

Die Darstellung der aufgenommenen Schwingungen erfolgt in einem Seismogramm. Die Messungen werden in schrittweise variierteter Tiefenlage des Sensors wiederholt; alternativ kann eine Reihe von Sensoren verwendet werden.

Da sich die Wellengeschwindigkeit von Pfahlmaterial und Boden in der Regel signifikant unterscheiden, kann durch das Auftragen der jeweils gemessenen Laufzeit über der jeweiligen Position des Sensors die Tiefenlage des Pfahlfußes über den Knickpunkt in der Verbindungslinie der Ersteinsätze abgeschätzt werden. Dieses Auswerteverfahren (Knickpunktmethode) überschätzt mit zunehmendem Abstand von Pfahl zu Bohrloch allerdings zunehmend die Pfahllänge, da der Abstand zwischen Bohrloch und Pfahl nicht in die Auswertung eingeht. Aus diesem Grund sind Korrekturwerte anzusetzen oder modellbasierte Anpassungen der Laufzeitkurve vorzunehmen (EA-Pfähle 2012).

Nach Niederleithinger (2011) gehen neben der Pfahllänge die Wellengeschwindigkeiten im Pfahl und Boden, der Abstand zwischen Pfahl und Bohrloch, der Pfahldurchmesser

und der Bohrlochdurchmesser in das Ergebnis der Messung ein. Diese Einflüsse berücksichtigt die von ihm aufbauend auf umfangreichen Parameterstudien entwickelte Auswertungsmethode.

Zur Identifikation von Fehlstellen im Pfahl oder zum Einsatz an Pfählen im Fels ist die Parallel-Seismik-Methode nur sehr eingeschränkt geeignet.

Mit dieser Methode kann die Länge aller Arten von Pfählen und auch von Bohrpfahl-, Schlitz- und Spundwänden bestimmt werden (EA-Pfähle 2012).

Nach Rausche & Klingmüller (2009) ist die Pfahllänge, die mit der Parallel-Seismik-Methode bestimmt werden kann, auf rd. 15 m begrenzt, da die durch den Hammerschlag am Pfahlkopf eingetragene Energie über die Tiefe stark abnimmt.

Sack et al. (2008) stellen fest, dass es sich bei der Parallel-Seismik-Methode um ein vielseitiges und zuverlässiges Verfahren handelt, mit dem unterschiedliche Gründungsarten erkannt und die Gründungstiefe ermittelt werden kann, ohne direkten Zugang zum Gründungskörper zu haben.

4.2.4 Induktionsmethode

Die Induktionsmethode kann zur Bestimmung der Länge der Bewehrung in Stahlbetonpfählen, von Stahlpfählen oder -spundbohlen zur Anwendung kommen. In das Stahlbauteil wird ein elektrischer Wechselstrom eingeleitet (Bild 4.6). Das hierdurch entstehende elektromagnetische Feld wird durch eine Spule erfasst, die in einem parallel herzustellenden Bohrloch geführt wird. Über die gemessene Größe der in die Spule induzierten Spannung U wird auf die Länge des Stahlbauteils geschlossen. Das Bohrloch darf einen Abstand zum Bauteil von maximal 0,5 m haben und muss mit einem Kunststoffrohr ausgebaut sein (Niederleithinger 2011, EA-Pfähle 2012). Im Bereich der Unterkante des Stahlbauteils kommt es zu einer Änderung der gemessenen Spannung.

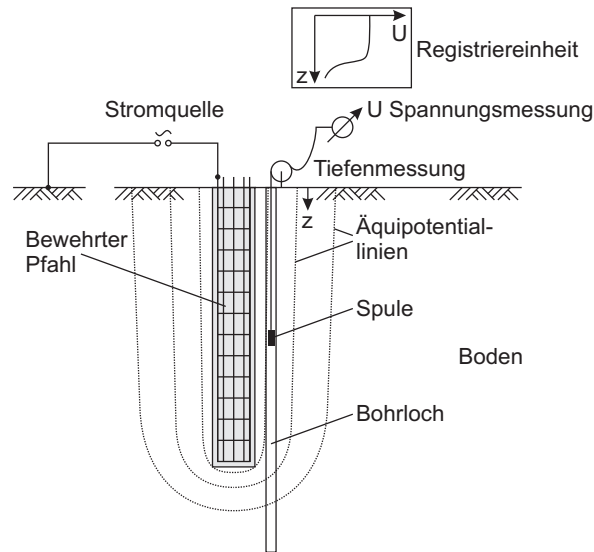


Bild 4.6 Prinzip der Induktionsmethode (nach Niederleithinger 2011)

Nach Olson et al. (1998) hat eventuell anstehendes Grundwasser keinen großen Einfluss auf die Aussagekraft der Messung, solange der Grundwasserspiegel nicht mit der Unterkante des Stahlbauteils zusammenfällt.

Alternativ zur voran beschriebenen Vorgehensweise kann ein aktiver Induktivgeber im verrohrten Bohrloch geführt werden, der selbst ein elektromagnetisches Feld erzeugt und dessen Veränderung durch metallische Gegenstände erfasst (Robinson & Webster 2008, Rausche & Klingmüller 2009). Bei diesem Verfahren ist kein Zugang zu dem zu untersuchenden Bauteil erforderlich.

4.2.5 Mise-à-la-Masse-Methode

Alternativ zu den Induktionsmethoden kann die Mise-à-la-Masse-Methode (Dong et al. 2008) angewendet werden. Hierzu wird ein elektrisches Feld erzeugt, indem ein Gleichstrom zwischen dem als Anode genutzten Stahlbauteil und einer in größerer Entfernung im Boden angeordneten Kathode aufgebracht wird (Bild 4.7). Eine weitere Elektrode wird nahe des Stahlbauteils ebenfalls im Boden angeordnet. In einem parallel zum Pfahl herzustellenden wassergefüllten Bohrloch wird eine Elektrode schrittweise abgelassen und dabei die Spannung zwischen den beiden Elektroden gemessen. Unterhalb des als Anode wirkenden Stahlbauteils fällt die gemessene Spannung signifikant ab, der Spannungsgradient erreicht hier ein Maximum. So kann auf die Unterkante der Stahlbauteils geschlossen werden.

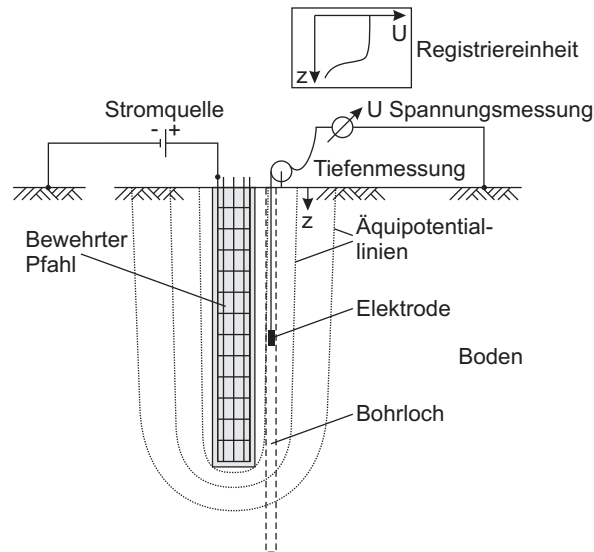


Bild 4.7 Prinzip der Mise-à-la-Masse-Methode (nach Niederleithinger 2011)

Das Bohrloch sollte maximal rd. 0,5 m vom Pfahl entfernt sein und mindestens rd. 3,0 m tiefer als dieser reichen. Nach EA-Pfähle (2012) ist eine geschlitzte Kunststoffverrohrung erforderlich, um eine galvanische Ankopplung der Elektrode an den Boden zu gewährleisten.

4.2.6 Bohrlochradar

Zur Durchführung einer Prüfung mit dem Bohrlochradar werden Sende- und Empfangsantenne zusammen in einem mit einem Kunststoffrohr ausgebauten Bohrloch neben dem Pfahl geführt. Vom Sender gehen impulsartige elektromagnetische Wellen aus. Bei günstigen Baugrundverhältnissen können die durch den Pfahl hervorgerufenen Reflexionen von der Empfangsantenne registriert werden und anhand der unterhalb des Pfahls geänderten Signalcharakteristik auf die Pfahllänge geschlossen werden.

Niederleithinger (2011) berichtet von einem erfolgreichen Einsatz des Bohrlochradars zur Pfahllängenbestimmung in grobkörnigem Boden. Nach Niederleithinger et al. (2007) versagt diese Methode in elektrisch gut leitfähigen Sedimenten wie Ton. Mit zunehmendem Wassergehalt reduziert sich die Eindringtiefe der Wellen. Stromleitungen können allerdings zu einer Störung des empfangenen Signals führen (Olson et al. 1998).

4.2.7 Cross- und Single-Hole-Ultraschallmethode

Bei der Ultraschallmethode wird von einem Sender ein Ultraschallwellenzug in den Pfahl eingetragen und mit einem Empfänger die Wellenlaufzeit und Signalstärke gemessen, um die Homogenität des Pfahlmaterials und damit die Betonbeschaffenheit zu überprüfen. Unregelmäßigkeiten der Messwertverläufe über die Tiefe deuten auf Anomalien im erfassten Bereich des Pfahls hin.

Zur Durchführung einer Cross-Hole-Ultraschallprüfung sind mindestens zwei parallel zur Pfahlachse laufende Rohre beziehungsweise Bohrungen innerhalb des Pfahls erforderlich (Bild 4.8). Die Anzahl der erforderlichen Rohre wird in Abhängigkeit von der Pfahlquerschnittsfläche gewählt. Um eine Ultraschallprüfung zu ermöglichen, werden im Regelfall bereits bei der Pfahlherstellung Rohre über die zu prüfende Pfahllänge einbetoniert. Die Prüfung kann allerdings auch über nachträglich hergestellte Bohrungen erfolgen (EA-Pfähle 2012, Rausche & Klingmüller 2009). Die Öffnungen müssen zur Durchführung dieser Prüfung von oben zugänglich und mit Wasser gefüllt sein.

In einer Öffnung wird der Sender, in einer anderen der Empfänger geführt, um so das dazwischenliegende Material zu prüfen. Die Ultraschallwellen durchlaufen den Pfahl in diesem Fall in der Regel horizontal. Die Prüfung wird für alle möglichen Messstrecken wiederholt.

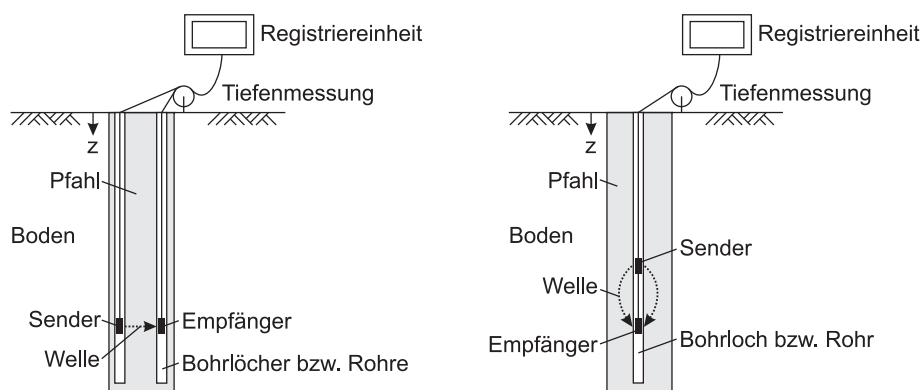


Bild 4.8 Prinzip der Cross-Hole-Ultraschallmethode (links, nach EA-Pfähle 2012) und der Single-Hole-Ultraschallmethode (rechts)

Die Cross-Hole-Ultraschallprüfung ist unabhängig von der Pfahllänge und dem anstehenden Boden möglich (Likins et al. 2013). Mit ihr können mehrere übereinanderliegende Fehlstellen festgestellt werden, ohne dass die Messergebnisse in einer Tiefenlage von einer Fehlstelle in einer anderen Tiefe beeinflusst werden. Mit der Cross-Hole-Ultraschallprüfung können allerdings nur Fehlstellen zwischen Sender und Empfänger festgestellt werden; Fehlstellen am Pfahlmantel sind nicht feststellbar.

White et al. (2008) vergleichen Cross-Hole-Ultraschall- und Low-Strain-Prüfungen an denselben Pfählen und stellen im Rahmen ihrer Untersuchung fest, dass die beiden Prüfungen meist übereinstimmend Hinweise auf die vorliegenden Fehlstellen geben. Allerdings werden bei einigen Pfählen Fehlstellen nur durch die Cross-Hole-Ultraschall-Prüfung erkannt. Klingmüller et al. (2005) weisen darauf hin, dass in vielen Fällen eine kombinierte Anwendung von Cross-Hole-Ultraschall- und Low-Strain-Prüfungen sinnvoll ist.

Als bildgebendes Verfahren kann die Tomografie zur Auswertung mehrerer Messungen in einem Pfahl angewendet werden (Beim et al. 2005). Hiermit können auch Messungen mit höhenversetzt geführtem Sender und Empfänger zur besseren Eingrenzung von Anomalien ausgewertet werden (Hertlein & Davis 2006).

Im Gegensatz zur Cross-Hole-Ultraschallprüfung werden bei der Single-Hole-Ultraschallprüfung Sender und Empfänger in einem Abstand von rd. 0,5 m Abstand zueinander, akustisch voneinander getrennt in derselben Öffnung geführt (Hussein & Likins 2005).

4.2.8 Gamma-Gamma-Methode

Bei der Gamma-Gamma-Methode handelt es sich um ein radiometrisches Verfahren, bei welchem eine Strahlenquelle in einem Rohr beziehungsweise Bohrloch geführt wird. Der absorbierte Anteil der Gammastrahlung hängt von der Dichte des Pfahlmaterials ab, der reflektierte oder refraktierte Anteil wird als Rückstreuung mit einem Detektor in derselben Öffnung gemessen (Hertlein & Davis 2006). Der Detektor ist gegen direkte Strahlung von der Quelle abgeschirmt (Turner 1997). Im direkten Umfeld der Messung kann so in einem Radius von bis zu rd. 10 cm auf die Dichte des Pfahlmaterials geschlossen werden (EA-Pfähle 2012). Befindet sich Bewehrungsstahl im Bereich der Messung kann dies aufgrund seiner hohen Dichte zu einer Beeinflussung der Ergebnisse führen (Lew et al. 2002). Die Durchführung dieser Prüfung ist mit der Durchführung der Single-Hole-Ultraschallprüfung vergleichbar.

Bei Nutzung von stärkeren Strahlenquellen kann eine Prüfung ähnlich der Cross-Hole-Ultraschall-Prüfung durchgeführt werden. Strahlenquelle und Detektor werden dann in parallellaufenden Öffnungen geführt.

4.3 Zerörungsfreie Prüfmethoden für Flächengründungen

4.3.1 Ultraschallechomethode

Zur Durchführung der Ultraschallechomethode wird eine Sende- und Empfangseinheit auf der Oberfläche der Fundamentplatte geführt. Die vom Sender erzeugten impulsartigen Ultraschallwellen durchlaufen das Bauteil und werden an der Grenzfläche von Inhomogenitäten reflektiert. Über die gemessene Laufzeit der reflektierten, vom Empfänger erfassten Wellen kann bei bekannter Ausbreitungsgeschwindigkeit die Tiefenlage der Inhomogenität bestimmt werden. Mit der Ultraschallechomethode können so Verdichtungsmängel im Beton detektiert und die Dicke des Bauteils bestimmt werden.

Zur linien- oder flächenhaften Untersuchung eines Bauteils werden Sende- und Empfangseinheit (Prüfkopf) schrittweise auf einer Linie beziehungsweise in einem Raster auf der Oberfläche positioniert. Zur Auswertung mehrerer Messungen können dann auch bildgebende Berechnungsmethoden zum Einsatz kommen, die eine Überlagerung der Einzelmessergebnisse ermöglichen (Schickert et al. 2001).

Es können grundsätzlich auch Bereiche mit dichtliegender Bewehrung untersucht werden; allerdings ist es günstig, den Prüfkopf zwischen oberflächennahen Bewehrungsstäben zu positionieren, um deren Einfluss auf die Wellenausbreitung zu reduzieren (Wiggenhauser & Taffe 2004).

Mit diesem Verfahren kann nach Rausche & Klingmüller (2009) die Dicke und der Zustand von Betonplatten und -balken bis zu rd. 0,9 m untersucht werden. Taffe (2008) zeigt die Möglichkeiten dieser Methode anhand von Messungen an einem Referenzfundament mit bekannten Abmessungen auf; hier konnte er eine Plattendicke von bis zu 1,2 m detektieren. Mit zunehmendem Bewehrungsgehalt wird allerdings eine zunehmende Ungenauigkeit der Methode festgestellt. Wiggenhauser et al. (2017) weisen mit einem Messsystem, das mehrere Prüfköpfe nutzt, eine Fundamentplattendicke von 5,0 m nach.

4.3.2 Impact-Echo-Methode

Bei der Impact-Echo-Methode wird auf der Oberfläche des Bauteils durch einen Schlag eine akustische Welle eingeleitet. Der Schlag wird typischerweise mit Stahlkugeln mit unterschiedlichen Durchmessern ausgeführt (Pristov et al. 2006); automatische Hämmer sind ebenfalls verbreitet. Die Reflexionen dieser Welle werden mit einem Sensor erfasst und rechnergestützt ausgewertet. Mehrfachechos zwischen der Oberfläche und einer Fehlstelle im Bauteil beziehungsweise der Unterkante führen zu dominanten Frequenzen,

denen bei bekannter Wellengeschwindigkeit eine Tiefenlage des Reflektors zugewiesen werden kann. Die Impact-Echo-Methode wird vorrangig zur Dickenmessung von Bauteilen eingesetzt (Wiggenhauser & Taffe 2004)

4.3.3 Oberflächenradarmethode

Das Prinzip der Oberflächenradarmethode ist vergleichbar mit dem der Ultraschallechomethode, allerdings werden hier elektromagnetische Wellen verwendet. Diese Methode kann auch zur Ortung von Fundamenten im Baugrund zum Einsatz kommen (Wiggenhauser & Taffe 2004).

4.3.4 Spectral-Analysis-of-Surface-Waves-Methode

Die Spectral-Analysis-of-Surface-Waves-Methode zur Dickenbestimmung von Platten wird von Olson et al. (1998) und Sack et al. (2008) beschrieben. Diese Methode beruht auf der Bestimmung von Scherwellengeschwindigkeitsprofilen in geschichteten Systemen durch die Messung und Auswertung von Oberflächenwellen, die durch Hammerschläge auf die Bauteiloberfläche ausgelöst werden. Hierzu werden zwei Sensoren, die in einer Linie mit der Stelle der Schlageinleitung zu positionieren sind, auf der Bauteiloberfläche fixiert.

4.4 Direkte Prüf- und Erkundungsmethoden

4.4.1 Kernbohrung

Mit Hilfe einer Kernbohrung kann die Länge eines Pfahls oder die Dicke einer Platte direkt bestimmt, die Homogenität des Betons sowie gegebenenfalls der Kontakt der Gründung an den anstehenden Baugrund überprüft werden (EA-Pfähle 2012). An den mit Hilfe einer Kernbohrung entnommenen Proben kann die Druckfestigkeit und die Dauerhaftigkeit des Betons untersucht werden. So können beispielsweise Betondeckung, Karbonatisierungstiefe und gegebenenfalls Bewehrungskorrosion untersucht sowie chemische Analysen durchgeführt werden.

Die Durchführung von Kernbohrungen ist speziell bei größeren Pfahllängen aufwendig und es kann nur ein kleiner Teil des Pfahlquerschnittes erfasst werden. Allerdings kann die Bohrung für anschließende Bohrlochversuche wie beispielsweise Single-Hole-Ultraschallprüfungen oder für Kamerabefahrungen genutzt werden (Kirsch & Klingmüller

2003). Werden mit einer Kernbohrung fehlerhafte Bereiche einer Gründung erkannt, können diese über die Kernbohrung verpresst werden (Rausche et al. 2003).

Bei der Ausführung von Kernbohrungen in Pfählen ist eine möglichst vollständige Kerngewinnung und möglichst große Richtungsstabilität bei der Wahl der Bohrgerätschaften anzustreben (EA-Pfähle 2012). Niederleithinger et al. (2007) nennen eine beherrschbare Kernbohrungslänge von rd. 30 m. Poulos (2008) berichtet von Kernbohrungen durch Großbohrpfähle mit Längen bis 46 m.

Durch die Ausführung von Kernbohrungen kann es zur Beschädigung von wasserundurchlässigen Bauteilen und damit einhergehend zu unerwünschten Wasserwegsamkeiten kommen.

4.4.2 Schurf

Über einen Schurf lassen sich oberflächennahe Bereiche von Gründungselementen in Augenschein nehmen. Die Herstellung eines Schurfs kann auch zur Durchführung von Integritätsprüfungen und Kernbohrungen erforderlich sein, um beispielsweise an unterhalb einer Platte liegende Pfahlköpfe zu gelangen. Außerdem können über einen Schurf direkte Messungen und Untersuchungen durchgeführt werden, um beispielsweise Plattendicken, Pfahllage und -durchmesser oder die Betondeckung zu bestimmen (Bild 4.9).



Bild 4.9 Schurf mit Verbau zur Untersuchung von Pfählen unter einem Pfahlkopfbalken (links, Niederleithinger et al. 2016), Schurf zur Tiefenmessung eines Streifenfundaments (rechts)

Die Herstellung eines Schurfes ist auch aufgrund der eventuell erforderlichen Sicherungsmaßnahmen verhältnismäßig aufwendig, die normativen Anforderungen an Abmessungen und Verbaumaßnahmen (DIN 4123 und DIN 4124) sind zu beachten. Ein Schurf ist zur oberflächennahen Baugrunderkundung gut geeignet und ermöglicht eine direkte Ansprache des anstehenden Baugrunds.

Bei der Durchführung von direkten Aufschlüssen wie Schürfen ist darauf zu achten, dass durch die Arbeiten keine Milieuänderungen auftreten, die sich negativ auf die Dauerhaftigkeit des untersuchten Bauteils auswirken. Dies kann beispielsweise durch die Änderung von Grundwasserverhältnissen oder durch den Einbau eines ungeeigneten Verfüllmaterials geschehen (Chow et al. 2002).

4.4.3 Baugrunderkundungsbohrung und -sondierung

Zur Beurteilung der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Bestandsgründungen ist, wie bei jeder Neubaumaßnahme auch, generell eine detaillierte Baugrunderkundung im projektbezogenen Umfang gemäß DIN EN 1997-2 und DIN 4020 erforderlich. Die Kenntnis über die Baugrund- und Grundwasserverhältnisse ist die Basis für die Bewertung der Wiedernutzbarkeit von Bestandsgründungen.

Nicht nur der Zustand der Bestandsgründung kann sich während der vorangegangenen Nutzungsphase geändert haben, auch für den Baugrund kann dies zutreffen. Beispielsweise kann es durch Änderungen des Grundwasserregimes zu einem Aufweichen beziehungsweise auch Schrumpfen von Böden gekommen sein oder es können Hohlräume durch Ausspülungen entstanden sein (Witt 2000). Vorliegende Informationen aus Baugrunderkundungsmaßnahmen, die im Zuge der Herstellung der Bestandsgründungen durchgeführt wurden, sind daher anhand von direkten Aufschlüssen wie Baugrunderkundungsbohrungen beziehungsweise -sondierungen zu verifizieren.

Erkundungsbohrungen beziehungsweise -sondierungen sind, gegebenenfalls in Kombination mit dem Ziel den Baugrund aufzuschließen, auch anwendbar um nach Gründungselementen zu suchen beziehungsweise deren Geometrie zu untersuchen. Große Sondierwiderstände können beispielsweise auf Betonkörper hinweisen. Durch im Raster angeordnete Sondierungen kann die Ausdehnung eines Gründungselements untersucht werden. Robinson & Webster (2008) berichten von einer umfangreichen Bestandserfassung von Brückengründungen, in deren Rahmen mit Baugrunderkundungs-sondierungen auf die Gründungsart geschlossen wurde, bevor andere Prüfmethoden zur genaueren Untersuchung der Gründungen zum Einsatz kamen.

5 Probelastungen

5.1 Allgemeines

Zur direkten Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens von Bestandsgründungen sind Probelastungen erforderlich. Im Gegensatz zu neu herzustellenden Gründungselementen können Probelastungen an Bestandsgründungen gegebenenfalls bereits zu einem frühen Zeitpunkt im Projektablauf durchgeführt werden.

Butcher et al. (2008) weisen darauf hin, dass das Last-Setzungsverhalten von Bestandspfählen und neu hinzugefügten Pfählen in einem Gründungssystem ähnlich sein sollte. Sie leiten daraus, und vor dem Hintergrund von zeitabhängigen Anwachseffekten, Lastwechseln und oft unbekannten Pfahlgeometrien, einen Bedarf an verlässlichen, schnell durchführbaren und kostengünstigen Verfahren zur Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens von Bestandspfählen ab. Mit der von ihnen durchgeführten Vergleichsstudie, bei der an Bohrpfählen in Ton statische und dynamische Probelastungen durchgeführt wurden, stellen sie allerdings sowohl bei der Bestimmung der Grenztragfähigkeit als auch des Last-Setzungsverhaltens deutliche Differenzen zwischen statischen und dynamischen Probelastungen fest.

Im Folgenden werden die wesentlichen Probelastungsarten dargestellt.

5.2 Statische Pfahlprobelastung

Bei der statischen Pfahlprobelastung wird der Pfahl zur Untersuchung des Last-Setzungsverhaltens über Hydraulikzylinder belastet. Zur Aufnahme der erforderlichen Last ist eine Widerlagerkonstruktion erforderlich, die aus einer Totlast, Zugpfählen oder Verpressankern bestehen kann (Bild 5.1, EA-Pfähle 2012).

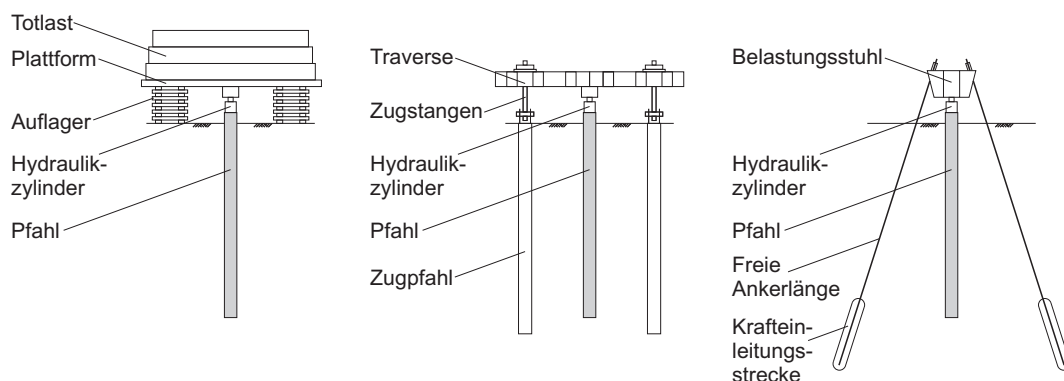


Bild 5.1 Statische Pfahlprobelastung (nach EA-Pfähle 2012): mit Totlast (links), mit Zugpfählen (Mitte) und mit Verpressankern (rechts)

Der Einsatz von im Pfahl einbetonierten Hydraulikzylinder (Osterberg-Verfahren) erfordert deren Einbau bereits bei der Pfahlherstellung und scheidet somit bei der Untersuchung von Bestandspfählen üblicherweise aus. Die Durchführung einer statischen Pfahlprobebelastung an einem Bestandspfahl wird z.B. von Suckling & Gwynn (2006) beschrieben.

Nach DIN EN 1997-1 muss die bei der statischen Probebelastung auf Tragwerkspfähle aufgebrachte Last mindestens so groß wie die vorgesehene Bemessungslast sein. Nach EA-Pfähle (2012) ist die Prüflast so zu wählen, dass der Grenzzustand der Tragfähigkeit des Pfahls erreicht werden kann. Wird die statische Pfahlprobebelastung an einem Pfahl vorgenommen, der als Tragwerkspfahl verwendet werden soll, so ist nach DIN 1054 nachzuweisen, dass das durch die Pfahlprobebelastung veränderte Verformungsverhalten für das Bauwerk unschädlich ist und dass keine Tragfähigkeitseinbußen auftreten.

Neben der aufgebrachten Belastung sind die Verschiebung des Pfahlkopfs und die Zeit zu messen. Zur Erfassung des Pfahlfußwiderstands und der Verteilung der Pfahlmantelreibung sind Instrumentierungen im Pfahl erforderlich, die ebenfalls bereits bei dessen Herstellung eingebaut werden müssen und somit bei Bestandspfählen üblicherweise nicht zur Verfügung stehen.

Soweit die Bestandskonstruktion noch vorhanden ist, kann deren Einsatz als Widerlager geprüft werden. Die zur Pfahlprobebelastung erforderlichen Lasten müssen in die bestehende Struktur eingeleitet werden können und der Einbau der Hydraulikzylinder und Kraftmessdosen muss im gegebenenfalls räumlich begrenzten Umfeld möglich sein.

Franke & Woldt (2009) berichten von statischen Pfahlprobebelastungen an Bestandspfählen, bei denen das Bestandsgebäude als Widerlager diente. Die Hydraulikpressen wurden hier zwischen Pfahlkopfplatte und abgespitztem Pfahl in sehr beengten räumlichen Verhältnissen angeordnet (Bild 5.2, links). Eine ähnliche Vorgehensweise schildern Hertlein & Walton (2000): Im Rahmen der Erweiterung eines Baseball-Stadions erfolgte eine statische Pfahlprobebelastung ebenfalls unter Nutzung der Gebäudelast als Reaktionsmasse und erbrachte den Nachweis einer für die Lasterhöhung ausreichenden Tragfähigkeit. Den Einbau von Hydraulikpressen zwischen bestehendem Pfahl und Pfahlkopfbalken unter Last sowie die Verstärkung von Bestandspfählen stellen Franz & Städing (2009) vor (Bild 5.2, rechts).

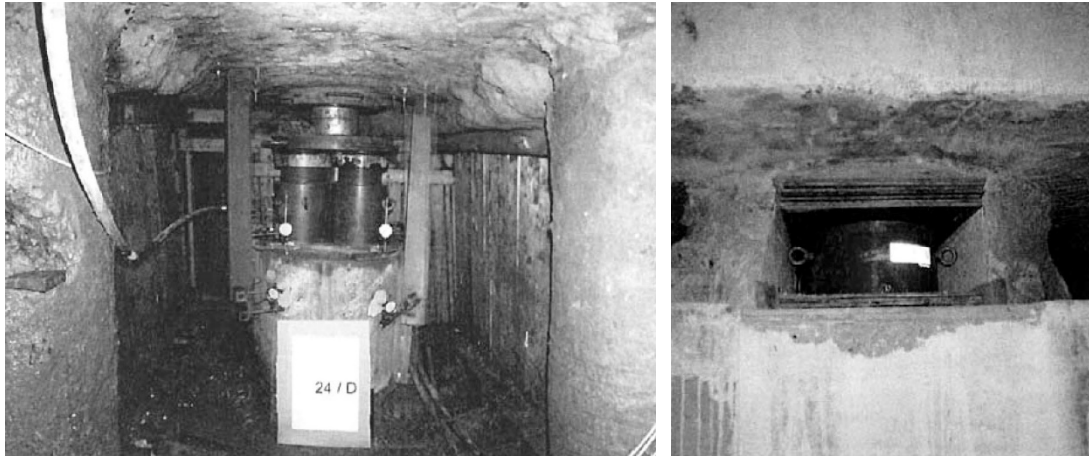


Bild 5.2 Pfahlprobelbelastungen an Bestandspfählen unter Nutzung des Bestandsgebäudes als Widerlager (links: Franke & Woldt 2009; rechts: Franz & Städing 2009)

Anhand von statischen Pfahlprobelbelastungen können bei ausreichend groß gewählter Belastung realistische Aussagen zum Last-Setzungsverhalten von Bestandspfählen gewonnen werden. Die erforderlichen Maßnahmen zur Bereitstellung eines Widerlagers sind eventuell jedoch sehr aufwendig.

Die Ausführungen zu statischen Pfahlprobelbelastungen lassen sich weitgehend auch auf Probelbelastungen von Einzelfundamenten übertragen.

5.3 Dynamische Pfahlprobelbelastung

5.3.1 Allgemeines

Bei dynamischen Pfahlprobelbelastungen werden Pfähle mit einem Stoß von einer Dauer von maximal 1 s belastet (EA-Pfähle 2012). Das wesentliche Ergebnis einer dynamischen Pfahlprobelbelastung ist der Pfahlwiderstand im Grenzzustand der Tragfähigkeit. Zeitabhängige Effekte können mit diesen Verfahren nicht untersucht werden; das Setzungsverhalten des Pfahls zum Nachweis der Gebrauchstauglichkeit kann nur eingeschränkt untersucht werden.

Im Vergleich zu statischen Pfahlprobelbelastungen mit herzustellenden Widerlagerkonstruktionen sind Versuchsaufbau und -durchführung bei dynamischen Pfahlprobelbelastungen im Regelfall mit geringerem Aufwand verbunden. Allerdings müssen die bei der Belastung wirkenden dynamischen Druck- und Zugkräfte vom Pfahl aufgenommen werden können.

Nach DIN EN 1997-1 dürfen dynamische Pfahlprobelastungen angewendet werden, wenn das Verfahren am gleichen Pfahltyp, vergleichbarer -geometrie und vergleichbaren Baugrundverhältnissen geprüft wurde.

In Abhängigkeit von der Art der Belastungsaufbringung wird bei den dynamischen Probelastungen zwischen dem High-Strain und dem Rapid-Load-Verfahren unterschieden. Nach Stahlmann et al. (2004) sind bei dem High-Strain-Verfahren 1 % bis 2 % der Prüflast als Freifallmasse, bei dem Rapid-Load-Verfahren 5 % bis 10 % der Prüflast als Freifall- beziehungsweise Reaktionsmasse erforderlich.

5.3.2 High-Strain-Verfahren

Zur Durchführung einer dynamischen Pfahlprobelastung nach dem High-Strain-Verfahren sind eine Belastungseinrichtung mit einem Freifallgewicht und ein passendes Hebegerät erforderlich. Ein Rammgerät kann ebenfalls zum Einsatz kommen, wobei dieses in der Lage sein muss, einen einzelnen, sehr kurzen Schlag mit ausreichender Kraft zur Überwindung des Pfahlgesamtwiderstandes aufzubringen beziehungsweise eine ausreichend große, bleibende Setzung des Pfahls hervorzurufen. Über die am Pfahlkopf gemessene Dehnung und Beschleunigung kann der statische und dynamische Pfahlwiderstand ermittelt und auf die statische Pfahltragfähigkeit geschlossen werden.

Vor der Probelastung müssen Betonpfähle bis auf den intakten Beton abgespitzt und eine Stahlhülse zur Aufnahme der aus dem Schlag resultierenden Spannungen aufbetoniert werden.

Die Messaufnehmer sind auf mindestens zwei Seiten mit einem Abstand zum Pfahlkopf beziehungsweise der Schlageinleitung von mindestens dem 1,5-fachen Pfahldurchmesser anzubringen. In dieser Tiefe kann von einer ebenen Wellenfront im Pfahlquerschnitt ausgegangen werden.

Bei der Auswertung dynamischer Pfahlprobelastungen auf Grundlage der eindimensionalen Wellenausbreitung wird zwischen direkten Verfahren und Verfahren mit vollständiger Modellbildung unterschieden (Klingmüller & Rausche 2013, EA-Pfähle 2012).

Zur Durchführung einer direkten Auswertung ist die Wahl von Dämpfungsfaktoren erforderlich, die als empirisch gewonnene, bodenartabhängige Werte vorliegen oder anhand von Kalibrierungen an Ergebnissen von statischen Pfahlprobelastungen ermittelt werden. Diese Auswertung kann nur bei Pfählen mit konstantem Querschnitt angewendet werden (Fritsch 2004).

Bei Verfahren mit vollständiger Modellbildung wird den Untersuchungen ein numerisches Berechnungsmodell zugrunde gelegt. In diesem Modell wird der am Pfahlkopf gemessene Geschwindigkeits-Zeitverlauf als äußere Belastung aufgebracht und die daraus resultierende Wellenausbreitung und -reflexion berechnet. Dies erfolgt zunächst unter dem Ansatz von Erfahrungswerten der Boden- und Pfahlparameter. Diese Werte werden dann in einem iterativen Prozess angepasst, bis eine möglichst gute Übereinstimmung zwischen Messung und Berechnung erzielt wird. Ein großer Vorteil der vollständigen Modellbildung ist die Möglichkeit, die Verteilung der Pfahlmantelreibung und den Spitzenwiderstand getrennt bestimmen zu können.

Mit dem High-Strain-Verfahren kann neben der Tragfähigkeitsuntersuchung äquivalent zur Low-Strain-Methode eine Prüfung der Pfahlqualität erfolgen. Aufgrund der längeren Welle können mit der High-Strain-Methode allerdings nur größere Fehlstellen im Pfahl entdeckt werden (Rausche et al. 2003)

5.3.3 Rapid-Load-Verfahren

Der wesentliche Unterschied des Rapid-Load- zum High-Strain-Verfahren liegt in der längeren Belastungsdauer, die dazu führt, dass der Pfahl während des gesamten Prüfzeitraums einer Druckbelastung unterliegt (EA-Pfähle 2012). Hierzu gibt es zwei unterschiedliche Belastungsmethoden: Bei dem Verfahren mit beschleunigter Reaktionsmasse wird durch eine Zündung eines Brennstoffs in einer Druckkammer zwischen Pfahlkopf und Reaktionsmasse eine Druckbelastung auf den Pfahlkopf erzeugt. Die Reaktionsmasse wird dabei vom Pfahlkopf weg, vertikal in einer Führung in die Höhe katapultiert und danach aufgefangen (Meinhardt et al. 2010). Bei dem Verfahren mit Freifallgewicht und verlängerter Krafteinleitung wird der Stoß des frei fallenden Gewichtes auf den Pfahlkopf mit einer dazwischen montierten Federeinheit oder Gummiplatte verlängert. Durch die Wahl der Brennstoffmenge beziehungsweise der Fallhöhe kann die Größe der Belastung angepasst werden.

Für nichtbindige Böden erfolgt die Auswertung nach der Unloading-Point-Methode (EA-Pfähle 2012, Middendorp et al. 2013) für bindige Böden mit der Sheffield-Methode (Stahlmann et al. 2013).

Die erforderliche Instrumentierung umfasst Kraftmessdosen und einen Beschleunigungsaufnehmer am Pfahlkopf sowie ein optisches Messsystem zur Erfassung der Pfahlkopfsatzung. Die getrennte Ermittlung von Pfahlmantel- und -spitzenwiderstand ist allerdings nicht möglich.

Nach Stahlmann et al. (2013) ist bei dem Rapid-Load-Verfahren die einfache Auswertung und die Eindeutigkeit des Ergebnisses vorteilhaft.

Powell & Brown (2006) kommen zu dem Schluss, dass insbesondere für die Untersuchung von Bestandspfählen das Rapid-Load-Verfahren gut geeignet ist, da die erforderlichen Gerätschaften schnell installiert werden können, die Versuchsdauer relativ kurz ist und im Gegensatz zum High-Strain-Verfahren keine eventuell schädlichen Zugkräfte im Pfahl auftreten.

5.4 Geotechnische Messelemente

Zur Überwachung des Trag- und Verformungsverhaltens von Gründungen kommen neben geodätischen Messungen geotechnische Messelemente zum Einsatz, die beispielsweise von Reul (2000) beschrieben werden. Der Kraftverlauf in Pfählen kann über Kraftmessdosen am Pfahlkopf und -fuß beziehungsweise über Dehnungsmessungen im Pfahlschaft ermittelt werden. Anhand von Sohl- und Porenwasserdruckgebern erfolgt die Erfassung von Spannungen in der Aufstandsfläche von Flächengründungen. Mit Extensometern kann die Setzungsverteilung innerhalb des Baugrunds bestimmt werden.

Ein umfangreiches, auf zahlreichen Messelementen aufbauendes Messprogramm zur Überwachung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung wird beispielsweise von Moormann (2002) für das Hochhaus Main Tower in Frankfurt am Main dargestellt. Holzhäuser (1998) dokumentiert die zur messtechnischen Überwachung der Pfahlgründung des Hochhauses der Commerzbank installierten Messinstrumente.

Ein zum Zeitpunkt eines zukünftigen Neubaus noch funktionsfähiges geotechnisches Messsystem kann zur Überwachung der Gründung bei Entlastung durch Abbruch und Wiederbelastung bei Neubau genutzt werden. Dies setzt allerdings eine umfassende Dokumentation der installierten Messelemente und deren verlässliche Nutzbarkeit voraus.

5.5 Messtechnische Überwachung der Entlastung bei Abbruch

Über die im Zuge der Gebäudeabbrucharbeiten vorgenommene Aufzeichnung der auftretenden Entlastungshebungen bestehender Gründungselemente können Hinweise auf deren Tragverhalten gewonnen werden. Die hierzu eingesetzten Messmethoden müssen entsprechend robust sein, um die Abbrucharbeiten unbeschädigt zu überstehen. In Abhängigkeit des anstehenden Baugrundes muss bei der Auswertung dieser Messungen gegebenenfalls die Zeitabhängigkeit der festgestellten Entlastungshebungen berücksichtigt werden. Eine Fortführung der Messungen über das Ende der Abbrucharbeiten hinaus zur

Erfassung zeitverzögerter Hebungen kann daher gegebenenfalls erforderlich sein. So wurden über rd. 5 Jahre nach dem Abbruch der Hochhäuser der Zürich Versicherung in Frankfurt am Main noch Entlastungshebungen festgestellt (Dürrwang et al. 2007, Katzenbach et al. 2011).

Bell et al. (2013) stellen den Einsatz von Verformungsmessungen mit Glasfasersensoren zur Überwachung der Entlastung von Bestandspfählen vor, die zur Wiedernutzung vorgesehen waren. Der Einbau der Glasfasersensoren erfolgte in hierfür hergestellten Kernbohrungen in den Pfählen. Der Einbau von Glasfasersensoren während der Pfahlherstellung wird als Möglichkeit angesehen, über die Standzeit des Pfahls hinweg dessen Verformungsverhalten bei Be-, Ent- und Wiederbelastungsvorgängen zu beobachten. Als Vorteile dieser Messmethode wird die Möglichkeit genannt, auch bei überbauten Pfahlköpfen und über Risse im Pfahl hinweg Messungen durchzuführen.

Bei dem Abbruch eines 16-stöckigen Hochhauses in London aus den 1970er Jahren wurde die Entlastung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung von Butcher et al. (2006b) messtechnisch überwacht. Neben Hebungsmessungen an der Gründungsplatte wurden Verformungen im Baugrund und in Pfählen mit Extensometern erfasst. Die Messinstrumentierung musste mit großem Aufwand gegen Beschädigungen durch die Abbrucharbeiten geschützt werden. Manuelle Messungen konnten nur zu bestimmten Rückbauzuständen durchgeführt werden. An einem Bestandspfahl wurde hier eine Probelastung durchgeführt.

6 Spezielle Aspekte der Wiedernutzung von Bestandsgründungen

6.1 Planungs- und Bauablauf

Bei der Planung eines Neubaus im Bereich der Grundfläche eines Bestandsgebäudes stehen prinzipiell mehrere Alternativen im Umgang mit der Bestandsgründung zur Auswahl (Bild 6.1). Dabei kommt es häufig zu einer Kombination von mehreren der im Folgenden erläuterten Herangehensweisen (Butcher et al. 2006a, Chapman et al. 2007).

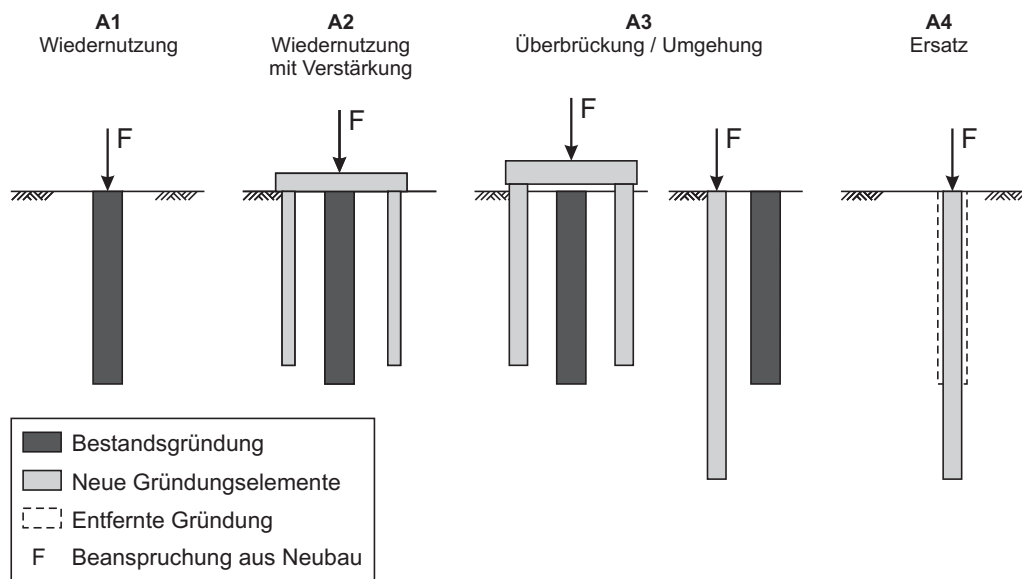


Bild 6.1 Alternativen im Umgang mit einer Bestandsgründung, Schematische Darstellung am Beispiel einer Pfahlgründung (nach Butcher et al. 2006a)

Alternative A1: Wiedernutzung der Gründung

Die Bestandsgründung wird wiedergenutzt. Diese Herangehensweise setzt voraus, dass die Gebäudelasten sicher von der Bestandsgründung aufgenommen werden können, und ist mit dem geringsten Aufwand an Material und Bauarbeiten verbunden. Zusätzliche Bereiche des Baugrundes für neue Gründungselemente werden nicht in Anspruch genommen.

Alternative A2: Wiedernutzung mit Verstärkung

Die Bestandsgründung wird mit Verstärkungsmaßnahmen oder hinzugefügten Gründungselementen wiedergenutzt. Dies kann beispielsweise erforderlich werden, wenn höher Gebäudelasten abgetragen oder geänderte Lastpositionen berücksichtigt werden müssen.

Alternative A3: Überbrückung / Umgehung

Die Bestandsgründung wird nicht genutzt und verbleibt im Baugrund. Gründungselemente werden in den noch zur Verfügung stehenden Bereichen hergestellt. Die abzutragenden Lasten des Neubaus werden gegebenenfalls über Transferstrukturen, welche die Bestandsgründungen überbrücken, in die neuen Gründungselemente eingeleitet. Diese Herangehensweise führt bei Wiederholungen zu einer zunehmenden Durchsetzung des Baugrundes und kann Einschränkungen bei zukünftigen Baumaßnahmen verursachen.

Alternative A4: Ersatz

Die Bestandsgründung wird entfernt und durch eine neue Gründung am gleichen Ort ersetzt. Speziell das Entfernen von Tiefgründungselementen kann, soweit überhaupt möglich, sehr aufwendig sein. Ein durch das Entfernen gestörter Baugrund beziehungsweise das eingebrachte Verfüllmaterial muss bei der Herstellung der neuen Gründung berücksichtigt werden. Aufgrund beengter Platzverhältnisse, behördlicher Auflagen oder im Bereich von archäologischen Fundstellen kann diese Herangehensweise jedoch erforderlich werden.

Der Zeitpunkt, ab welchem Bestandsgründungen in einem Planungsprozess berücksichtigt werden, beeinflusst maßgebend den Umfang einer möglichen Wiedernutzung. Je früher zuverlässige Informationen zu den Bestandsgründungen vorliegen, desto größer ist die Wahrscheinlichkeit, dass diese in der Tragwerksplanung berücksichtigt werden können. Sollte eine Wiedernutzung allerdings nicht möglich sein, weil Gründungen beispielsweise beschädigt oder nicht in dem vermuteten Umfang vorhanden sind, so ist auch diese Erkenntnis zu einem möglichst frühen Zeitpunkt hilfreich. Die für eine Wiedernutzung erforderlichen Tätigkeiten sollten möglichst parallel zu anderen Planungs- und Untersuchungsaktivitäten ablaufen, um keinen vermeidbaren zeitlichen Verzug zu verursachen (Butcher et al. 2006a). In diesem Zusammenhang kann es auch zielführend sein, als Rückfallebene die alternative Ausführung von neuen Gründungselementen im Planungsprozess mitzuführen.

Eine erfolgreiche Wiedernutzung von Bestandsgründungen setzt eine enge Zusammenarbeit aller Beteiligten voraus. Im Gegensatz zu komplett neu hergestellten Gründungen sind hier deutlich komplexere, iterative Entscheidungs- und Planungsprozesse erforderlich. Der Entwurf eines Gründungssystems, welches Bestandsgründungen nutzen soll, baut auf den Ergebnissen der voran beschriebenen Untersuchungsmethoden auf. Der Umfang der durchzuführenden Untersuchungen wiederum hängt von dem geplanten Gründungssystem, somit also von dem geplanten Bauwerk und dessen Geometrien sowie Lasten, ab. Der „Leitfaden Nachhaltiges Bauen“ des BMUB (2016) sieht die am Planungs-

prozess Beteiligten in diesem Zusammenhang vor der Herausforderung, mit angemessenem Aufwand möglichst sichere Informationen zu erhalten, und empfiehlt eine mehrstufige Ausführung der baudiagnostischen Untersuchungen.

Aufgrund der mit einer Wiedernutzung von Bestandsgründungen verbundenen Risiken sind nach Einschätzung von Chapman et al. (2003) viele Bauherren eher bereit höhere Kosten in Kauf zu nehmen, um frühzeitig Planungssicherheit zu erlangen, als zunächst nicht zu wissen, welche Arbeiten überhaupt erforderlich werden könnten. Dies führt häufig dazu, dass das Konzept einer Wiedernutzung von Bestandsgründungen nicht verfolgt wird und stattdessen neue Gründungselemente hergestellt werden.

Der Tragwerks- beziehungsweise Gründungsplaner des neuen Gebäudes sollte in den gesamten Untersuchungsprozess einbezogen werden, da dieser im Wesentlichen für die Leistungsfähigkeit des Gründungssystems für das neue Gebäude verantwortlich ist (Chapman et al. 2002).

Anhand des in Bild 6.2 dargestellten Diagramms werden der Ablauf eines Bauvorhabens, bei dem Bestandsgründungen vorhanden sind, und die damit verbundenen erforderlichen Untersuchungen, Planungen und Entscheidungen verdeutlicht. In Niederleithinger & Katzenbach (2016) werden vergleichbare Diagramme für die unterschiedlichen Gründungsarten dargestellt. Diese Diagramme entstanden unter Mitwirkung des Autors der vorliegenden Arbeit.

Am Anfang des Planungsprozesses stehen die Recherche und Auswertung aller verfügbaren Unterlagen und Informationen zur Bestandsgründung wie Baugrund- und Gründungsgutachten, Ausführungspläne sowie Herstellungs-, Mess-, Prüf- und Versuchsprotokolle, Dokumente zu Bauschäden, Umnutzungen oder Umbaumaßnahmen, Erkenntnisse aus Ortsbegehungen sowie gegebenenfalls Berichte von Bewohnern beziehungsweise Nutzern des Bauwerks.

Auf diesen ersten Recherchen basierend ist zu einem frühen Zeitpunkt im Planungsprozess die grundsätzliche Entscheidung zu treffen, ob eine Wiedernutzung der Bestandsgründung in Betracht gezogen wird.

Wird eine Wiedernutzung in Betracht gezogen, wird aufbauend auf den vorliegenden Erkenntnissen der Recherche geprüft, inwieweit die Bestandsgründung grundsätzlich in das Neubaukonzept integrierbar ist. Entscheidend ist, ob Lage und Höhe der bestehenden Gründungselemente zu den voraussichtlichen Laststellungen und Höhen des Neubaus passen. Außerdem kann anhand der Gebäudelast des Bestandes abgeschätzt werden, in welcher Größenordnung die Bestandsgründung Neubaulasten abtragen könnte.

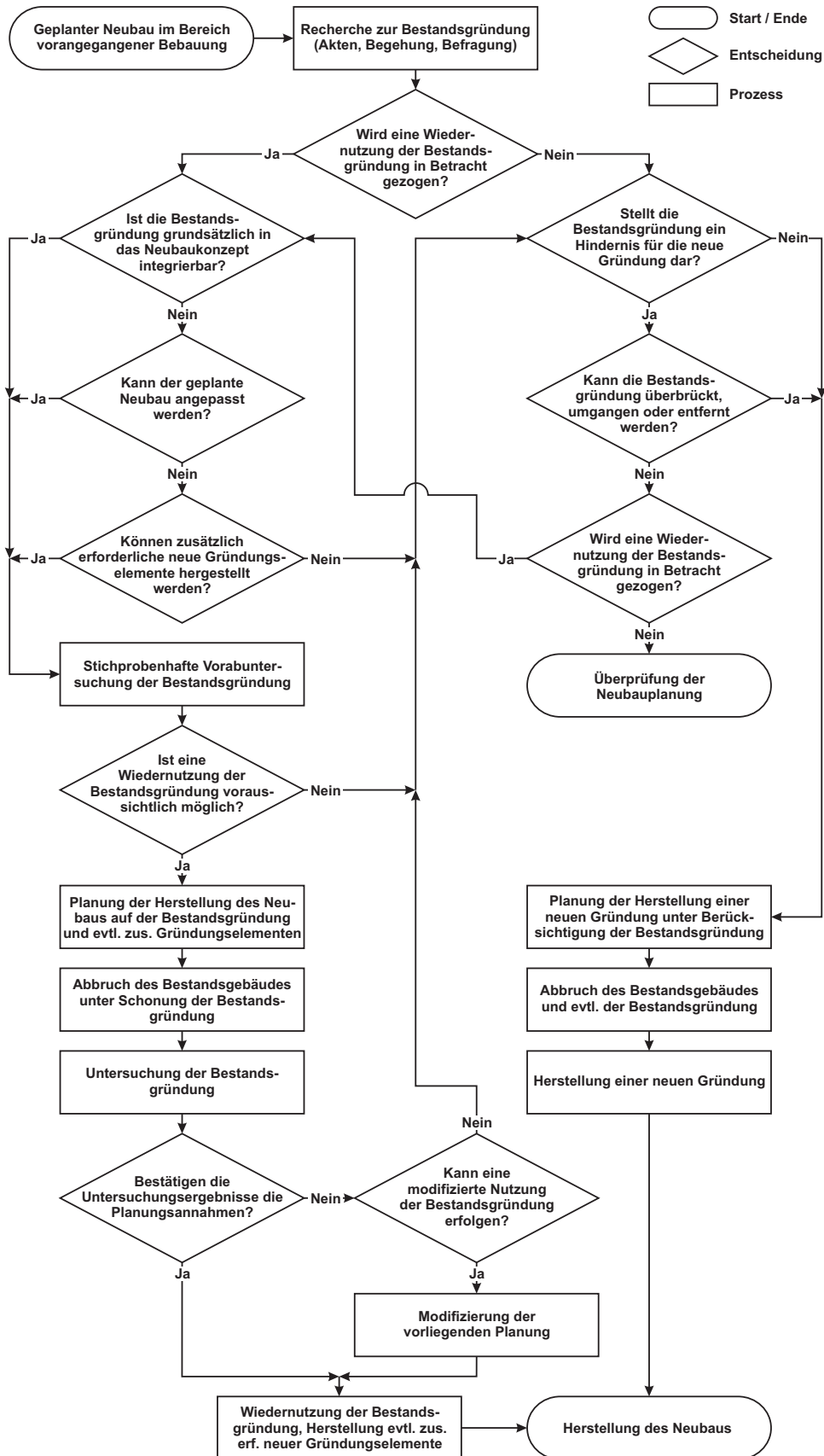


Bild 6.2 Ablaufdiagramm

Ist im Rahmen dieser Ersteinschätzung abzusehen, dass nur eine eingeschränkte oder keine Integrierbarkeit beziehungsweise Kompatibilität besteht, wird geprüft, ob entweder der geplante Neubau an die Bestandsgründung angepasst werden kann oder, sollte dies nicht der Fall sein, ob zusätzlich erforderliche Gründungselemente hergestellt werden können. Speziell engstehende Tiefgründungselemente können hier ein Hindernis darstellen. Eine Anpassung der Neubauplanung an die bestehende Gründung ist, wenn überhaupt, meistens nur zu einem sehr frühen Zeitpunkt im Planungsprozess möglich. Der Umfang der Wiedernutzung von bestehenden Gründungen hängt allerdings stark von einer derartigen Anpassung ab.

Ist die Neubauplanung mit einer Wiedernutzung der Bestandsgründungen in Einklang zu bringen, werden zur Überprüfung des aus der Aktenrecherche gewonnenen Kenntnisstandes anhand von stichprobenhaften Voruntersuchungen erste Erkenntnisse zu den tatsächlich ausgeführten Gründungselementen gewonnen. Bei noch vorhandenem und gegebenenfalls in Betrieb befindlichem Bestandsgebäude können beispielsweise über Schürfe einzelne Pfahlköpfe seitlich freigelegt werden, um diese Voruntersuchungen durchzuführen.

Lassen die Ergebnisse der Voruntersuchungen darauf schließen, dass eine Wiedernutzung voraussichtlich möglich und wirtschaftlich vorteilhaft ist, erfolgt die Planung der Herstellung des Neubaus auf der Bestandsgründung und eventuell zusätzlich erforderlichen Gründungselementen. Aufbauend auf dieser Planung erfolgt dann, soweit noch nicht geschehen, der Abbruch des Bestandsgebäudes. Dabei sind die zur Wiedernutzung vorgesehenen Gründungselemente vor Beschädigungen zu schützen. Verformungsmessungen während der Abbrucharbeiten können Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Gründung zulassen (siehe Kapitel 5.5).

Die freiliegende Bestandsgründung kann darauffolgend untersucht werden. Der Umfang der erforderlichen Untersuchungen hängt von der Qualität der zur Verfügung stehenden Unterlagen und dem Umfang der geplanten Wiedernutzung ab. Grundlegende Untersuchungen zur Verifizierung der Unterlagen, zur Beurteilung der Integrität und des Materialzustandes sind aber in jedem Fall erforderlich. Werden die Planungsannahmen bestätigt, kann die Wiedernutzung wie geplant erfolgen. Werden Schäden oder Abweichungen von beispielsweise Lage oder Geometrie festgestellt, ist zu prüfen, ob eine modifizierte Wiedernutzung, beispielsweise durch zusätzliche neue Gründungselemente, erfolgen kann. Die vorliegende Planung ist in diesem Fall noch einmal anzupassen.

Diese nach der Baugrunderkundung zweite Untersuchungsphase ist typisch für Bauvorhaben, in welchen eine Wiedernutzung von Bestandsgründungen angestrebt wird und entscheidet maßgeblich über den weiteren Projektverlauf (Wheeler 2003). Anderson et al.

(2006) sehen das Eintreten des Falls, dass erst zu diesem späten Zeitpunkt erkannt wird, dass die geplante Wiedernutzung nicht möglich ist, als ein wesentliches Risiko für entsprechende Projekte an und empfehlen unter anderem eine quantitative Risikobewertung als Hilfsmittel im Entscheidungsprozess.

Wird eine Wiedernutzung der Bestandsgründung von vornherein nicht in Betracht gezogen oder sie stellt sich im Laufe der Untersuchungen als nicht möglich heraus, wird geprüft, inwieweit die Bestandsgründung ein Hindernis für die dann erforderliche neue Gründung darstellt. Das Entfernen von Tiefgründungselementen ist aufwendig und hinterlässt gestörte Baugrundbereiche, die bei der Planung der neuen Gründung zu berücksichtigen sind. Chow et al. (2002) beziffern die Kosten für das Entfernen eines Pfahls auf das Zwei- bis Fünffache der Herstellungskosten eines neuen Pfahls. Verbleibt die Bestandsgründung im Baugrund, ist zu prüfen, ob ihr Einfluss auf das neue Gebäude verträglich ist. Zur Entkopplung nicht genutzter Bestandsgründungen und zur Weiterleitung von Gebäudelasten in neue Gründungselemente können Transferstrukturen zur Überbrückung der Bestandsgründung erforderlich werden.

Stellt die Bestandsgründung ein Hindernis dar, das weder entfernt noch überbrückt werden kann, und eine Wiedernutzung wird nach wie vor nicht in Betracht gezogen, wird eine Überprüfung der Neubauplanung erforderlich.

Witt (2001) weist darauf hin, dass bei dem Bauen im Bestand gegenüber dem Bauen auf unberührter Fläche der Umfang der erforderlichen geotechnischen Leistungen höher ist.

6.2 Rechtliche Aspekte

Bei dem Bauen auf Bestandsgründungen stellt der Bauherr außer dem Baugrund auch die darin enthaltenen bestehenden Gründungselemente. Über beides müssen ausreichende Kenntnisse vorliegen, um es dem Planer oder dem ausführenden Unternehmen zu ermöglichen, ein funktionierendes Bauwerk herzustellen. Um diese erforderlichen Kenntnisse zu erlangen sind Untersuchungen erforderlich, die in den meisten Fällen nur stichprobenhaft und teilweise nur indirekt erfolgen können. Als Konsequenz verbleibt das Risiko, dass bei der Bauausführung oder bei der anschließenden Nutzung Anpassungen erforderlich werden oder Schäden auftreten.

Katzenbach & Ramm (2006) vergleichen das Risiko einer geplanten Wiedernutzung von Bestandsgründungen mit dem Baugrundrisiko (DIN 4020). Sie schlagen eine der Bau-

grunderkundung vergleichbare Vorgehensweise vor, nach der dieses Risiko durch methodisch geeignete Untersuchungen nach den allgemein anerkannten Regeln der Technik minimiert werden soll.

Motzke (2007) bestätigt die Übertragbarkeit von Teilen der DIN 4020 und führt außerdem aus, dass der Bauherr für die zur Verfügung gestellte Substanz die Verantwortung trägt. Er führt auch aus, dass der Planer die für die Planung erforderlichen Informationen vom Bauherrn anfordern hat beziehungsweise den Bauherrn auf die Notwendigkeit von Untersuchungen hinzuweisen hat. Danach es ist die Aufgabe des Planers, die Substanz darauf hin zu prüfen, ob diese für eine erfolgreiche Herstellung des gewünschten Bauwerks geeignet ist.

Die Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (ARGEBAU 2008) gibt für den Fall, dass sich die bautechnischen Vorschriften im Zeitraum von der Errichtung einer baulichen Anlage bis zu deren vorgesehenen Umbau verändert haben, an, dass die bauliche Anlage grundsätzlich weiterhin Bestandsschutz hat, d.h. nicht nach den aktuellen Baubestimmungen nachgewiesen werden muss. Zur Wahrung des Bestandsschutzes dürfen nur Baumaßnahmen durchgeführt werden, welche die Standsicherheit, die mit den ursprünglichen Vorschriften nachgewiesen wird, auch weiterhin nicht gefährden. Der Nachweis, dass Lasten aus eigenständigen neuen Teilen der Anlage aufgenommen werden können, darf zunächst anhand der ursprünglichen Vorschriften erfolgen. Sollten zusätzliche Verstärkungen oder Bauteiländerungen erforderlich sein, sind diese nach aktuellen Baubestimmungen nachzuweisen. Kommt die Baumaßnahme einem Neubau gleich, kann der Bestandsschutz erlöschen und das gesamte Gebäude ist nach aktuellen Baubestimmungen nachzuweisen.

6.3 Nachweisführung

Die Tragfähigkeit von Bestandsgründungen kann als Basis für die erforderlichen Nachweisführungen in Abhängigkeit von dem geplanten Umfang der Wiedernutzung auf unterschiedliche Arten bestimmt werden. Auch mit fortschreitender Projektbearbeitung können wechselnde Ansätze erforderlich sein. Die Dauerhaftigkeit der Gründungselemente ist hierbei generelle Voraussetzung.

Nach Niederleithinger & Katzenbach (2016) sind die Untersuchung und der Entwurf einer Gründung mit Bestandselementen prinzipiell in die Geotechnische Kategorie 3 nach DIN EN 1997-1 einzuordnen. Bei Bauvorhaben der Geotechnischen Kategorie 3 sollte nach DIN EN 1997-1 unter anderem die Bewertung des Bauwerksverhaltens in der Regel

auf Verschiebungsmessungen und Berechnungen beruhen, bei denen die Abfolge der Baumaßnahmen berücksichtigt wird.

Haben Bestandsgründungen die Bauwerkslasten in den vorangegangenen Nutzungsphasen zuverlässig und schadensfrei abgetragen, so kann über die Ermittlung der tatsächlich aufgetretenen Beanspruchung eine Abschätzung der Last erfolgen, die voraussichtlich auch zukünftig abgetragen werden kann. Diese Abschätzung ist ohne Kenntnis der Gründungsgeometrie möglich, ermöglicht jedoch nicht die Ermittlung des Widerstands im Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Nachweisführungen beziehungsweise Informationen zu Tragfähigkeiten können eventuell auch den Unterlagen zu den Bestandsgründungen entnommen werden. Hierbei ist allerdings sicherzustellen, dass diese die tatsächlich ausgeführten Gründungspositionen und -geometrien abbilden. Berechnungsverfahren, Nachweiskonzepte und Sicherheitsfaktoren, die beispielsweise auch Angaben zu zulässigen Belastungen zugrunde liegen, können sich außerdem geändert haben.

Unter Ansatz der überprüften Geometrie der Bestandsgründung können Nachweisführungen gemäß dem aktuellen Stand der Technik äquivalent zu neu hergestellten Gründungen durchgeführt werden.

Anhand von Probelastungen kann die tatsächliche Tragfähigkeit von Bestandsgründungen verifiziert werden. Dies kann eventuell auch ohne Kenntnis der tatsächlichen Gründungsgeometrie erfolgen und ist beispielsweise auch dann erforderlich, wenn zeitabhängige Widerstandszunahmen in Ansatz gebracht werden sollen.

Neben einer ursprünglichen Überdimensionierung können auch bisher nicht in Ansatz gebrachte Widerstände dazu führen, dass eine Bestandsgründung größere Lasten aufnehmen kann als für die bisherige Nutzung erforderlich. Diese Widerstandsreserven können durch die in Kapitel 6.4 erläuterten Phänomene, durch in der ursprünglichen Gründungsplanung unberücksichtigte Strukturen oder beispielsweise auch durch eine unberücksichtigte Verbundtragwirkung von Pfählen und Fundamentplatte mobilisiert werden. Gegebenenfalls können aber auch durch weiterentwickelte Berechnungsverfahren realitätsnähere Widerstände ermittelt werden.

Bei der Wiederbelastung eines in einer vorangegangenen Nutzungsphase vorbelasteten Gründungselementes treten in der Regel geringere Setzungen auf als bei einem vergleichbaren neuen, welches im gleichen Baugrund mit der gleichen Last erstmals belastet wird, da der Baugrund bei einer Wiederbelastung üblicherweise steifer reagiert als bei einer Erstbelastung. Werden vorbelastete und neue Gründungselemente kombiniert, müssen

die hieraus gegebenenfalls resultierenden Setzungsunterschiede und Lastumlagerungen entweder für das Gebäude zulässig sein oder durch die Dimensionierung und Anordnung der neuen Gründungselemente minimiert werden.

In Bild 6.3 wird dies schematisch dargestellt: Die Setzung infolge einer Wiederbelastung von Pfahl 1 $s_{\text{Wieder},1}$ ist geringer als die infolge der Erstbelastung $s_{\text{Erst},1}$. Um eine Setzung des zusätzlichen Pfahls 2 von $s_{\text{Erst},2} = s_{\text{Wieder},1}$ zu erreichen, wurde dieser im Beispiel größer ausgeführt.

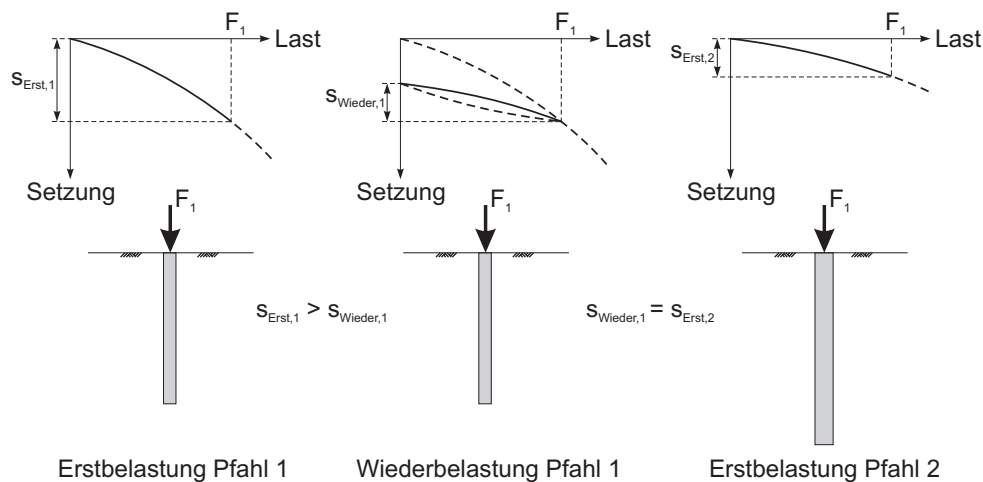


Bild 6.3 Setzungen infolge Erst- und Wiederbelastung (schematisches Beispiel)

Butcher et al. (2006a) empfehlen ein möglichst robustes Gründungssystem und Tragwerk zu wählen. Die aus der Interaktion von Baugrund und Tragwerk tatsächlich resultierende Lasteinleitung darf nicht zur Überlastung einzelner, weder bestehender noch neuer Gründungselemente führen.

Im Rahmen des Nachweises der Gebrauchstauglichkeit sind die Bestimmung der zu erwartenden Setzungen der für eine Wiedernutzung vorgesehenen und der neuen Gründungselemente und die Überprüfung der Setzungskompatibilität zum Tragwerk erforderlich.

Niederleithinger & Katzenbach (2016) weisen auf das Erfordernis hin, die Planung nach dem 4-Augen-Prinzip durch einen Prüfeningenieur und einen Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht und entsprechend der gültigen Länderbauordnung zu prüfen.

6.4 Zeitabhängige Entwicklung des Pfahlwiderstands

In vielen Fällen wird bei Pfählen mit zunehmender Standzeit eine Zunahme des Pfahlwiderstands (Fest- oder Anwachsen) beobachtet, die in Abhängigkeit vom anstehenden Boden und der Pfahlart auf unterschiedliche Phänomene zurückgeführt wird. In der Literatur sind hierzu zahlreiche Studien und Erfahrungsberichte zu finden.

Aufbauend auf statischen und dynamischen Probelastungen leiten Skov & Denver (1988) eine Beschreibung der festgestellten zeitabhängigen Zunahme des Widerstands von Rammpfählen in unterschiedlichen Böden ab. Hierbei wird eine maximale Standzeit von etwa einem halben Jahr berücksichtigt. Ein maximal erreichbarer Pfahlwiderstand wird nicht angegeben.

Die Untersuchungen von Powell et al. (2003) zeigen für Stahlpfähle in Ton eine zeitabhängige Zunahme des Pfahlwiderstands; so wird bei einer Standzeit von rd. vier Jahren eine Zunahme des Pfahlwiderstands von bis zu 40 % beobachtet. Sie stellen allerdings auch fest, dass infolge von Belastungen bis zur Grenztragfähigkeit oder bei zyklischen Belastungen ein Rückgang des Pfahlwiderstands eintreten kann, dass aber auch nach derartigen Belastungen wieder Zunahmen des Pfahlwiderstands eintreten können.

Bullock (2003) stellt die Ergebnisse von umfangreichen Untersuchungen an Großbohrpfählen in unterschiedlichen Böden vor. Nach einer Standzeit von 5 Jahren konnte keine eindeutige Zunahme des Pfahlmantelwiderstandes festgestellt werden.

An einer Serie baugleicher Bohrpfähle in überkonsolidiertem Ton führten Powell & Skinner (2006) zu unterschiedlichen Zeitpunkten statische Pfahlprobelastungen bis zur Grenztragfähigkeit der Pfähle durch. Mit dem Erreichen der Grenztragfähigkeit kam es zu einem Durchrutschen der Pfähle mit zunehmenden Setzungen bei nahezu gleichbleibendem Pfahlwiderstand. Die untersuchten Pfähle trugen die Last im Wesentlichen über Pfahlmantelreibung in den Ton ab. Bei Pfählen, die dreieinhalb Jahre nach Herstellung erstmalig belastet wurden, konnte im Vergleich zu anderen, kurz nach Herstellung getesteten Pfählen eine Zunahme des Pfahlwiderstands von rd. 25 % festgestellt werden. Der bei wiederholten Probelastungen festgestellte Pfahlwiderstand liegt unabhängig von der Standzeit der Pfähle deutlich unter den Werten der ersten Belastung, was auf das Entfestigungsverhalten des Tons zurückgeführt wird. Die beobachtete Zunahme des Pfahlwiderstands wird auf eine zeitabhängige Zunahme der Pfahlmantelreibung zurückgeführt, die allerdings mit den vorgenommenen Belastungen bis zur Grenztragfähigkeit unwiederbringbar zerstört wurde.

Anhand von statischen Probelastungen an Ortbetonrammpfählen, die kurze Zeit nach ihrer Herstellung und 42 Jahre später durchgeführt wurden, stellen Grabe & König (2006) fest, dass die äußere Tragfähigkeit und die Steifigkeit der Pfähle in diesem Zeitraum angestiegen sind. Als Ergebnis ihrer Untersuchungen führen sie dies unter anderem auf eine allmähliche Relaxation von Gewölbespannungen um den Pfahl sowie auf eine Verdichtung des Bodens am Pfahlmantel durch die vorliegende zyklische Belastung der Pfähle zurück. Da der wesentliche Pfahllastabtrag in einer Sandschicht stattfindet, wird Konsolidierungseinflüssen hier keine große Bedeutung beigemessen. Eine Zunahme der Pfahlmantelreibung wird nicht als relevant eingestuft, da die für die Ortbetonpfähle bekannte hohe Pfahlmantelreibung bereits unmittelbar mit der Pfahlherstellung vorliegt.

Stahlmann et al. (2006) ermitteln Anwachsfaktoren anhand von wiederholten dynamischen Probelastungen an gerammten Stahlrohrpfählen. Für einen Pfahl in überwiegend bindigen Schichten stellen sie mehr als eine Verdopplung des Pfahlmantelwiderstandes nach einer Standzeit von rund einem halben bis einem Jahr fest. Ein festgestellter schnellerer Anstieg der Pfahlmantelreibung bei Pfählen in sandigen Böden wird auf deren bessere Drainagewirkung und den damit einhergehenden schnelleren Rückgang von Porenwasserüberdrücken zurückgeführt.

Jardine et al. (2006) stellen anhand ihrer Untersuchungen an gerammten Stahlrohrpfählen in Sand nach einer Standzeit von acht Monaten eine Verdoppelung des Pfahlmantelwiderstands fest. Sie beobachten allerdings auch, dass vorangegangene große Lastwechsel, wie Probelastungen bis zur Grenzlasterlast, den ermittelten Pfahlmantelwiderstand vermindern und dessen zeitabhängige Zunahme unterbrechen. Mehrfache Probelastungen an einem Pfahl werden daher als problematisch eingestuft. Den zeitabhängigen Prozessen werden dennoch vorteilhafte Auswirkungen auf die Wiedernutzung von Bestandspfählen zugeschrieben.

Aufbauend auf den von ihm ausgewerteten Studien kommt Lammertz (2008) zu dem Schluss, dass bei Pfählen in nichtbindigen Böden eine Zunahme des Pfahlwiderstands mit der Standzeit stattfindet, für diesen Vorgang aber keine einheitlichen und konsistenten Erklärungen vorliegen. Womit dieser Effekt nicht für eine wirtschaftlichere Dimensionierung von Pfahlgründungen oder bei Um- beziehungsweise Wiedernutzungen von Pfählen gezielt in Ansatz gebracht werden kann.

Bullock (2008) stellt Ergebnisse von wiederholten Probelastungen an unterschiedlichen Pfählen in unterschiedlichen Böden zusammen, bei welchen Pfahlwiderstandszunahmen von bis zu 200 % festgestellt werden.

König (2008) führt eine umfangreiche Auswertung von Pfahlprobebelastungen nach unterschiedlichen Standzeiten durch und stellt eine große Streuung der festgestellten zeitabhängigen Entwicklungen des Pfahlwiderstands fest. Tendenziell beobachtet er bei Verdrängungspfählen mit zunehmender Standzeit eine Erhöhung des Pfahlwiderstandes, bei Bohrpfählen hingegen nur vergleichsweise geringe Änderungen. Die Zunahme des Pfahlwiderstands wird im Wesentlichen auf einen zunehmenden Pfahlmantelwiderstand zurückgeführt. Eine Zunahme der effektiven Radialspannung am Pfahlmantel kann bei Verdrängungspfählen in bindigen Böden durch deren Konsolidierung verursacht werden. Es besteht die Vermutung, dass durch die allmähliche Relaxation von Spannungen, die aus der Pfahleinbringung resultierenden, im angrenzenden Boden auch bei nichtbindigen Böden eine Zunahme der Radialspannungen am Pfahlmantel ausgelöst werden kann. Außerdem werden als weitere mögliche Effekte die Alterung des bei der Pfahlherstellung gestörten Bodens und chemische Einflüsse, die beispielsweise eine Korrosion des Pfahlmantels hervorrufen, genannt.

Ng et al. (2013a & b) stellen die Ergebnisse von Untersuchungen an geramnten Stahlpfählen mit H-Profil dar und leiten daraus eine Vorgehensweise zur Bestimmung der Widerstandszunahme anhand von Baugrunderkundungsergebnissen ab. Als wesentliche Motivation wird die Möglichkeit genannt, auf ein Nachrammen zur Bestimmung der Widerstandszunahme verzichten zu können.

Doherty & Gavin (2013) stellen anhand von Untersuchungen an 6 m langen Betonrammpfählen in tonigem Baugrund eine Zunahme des Pfahlwiderstands nach 10 Jahren von bis zu 40 % fest. Die ersten Pfahltests wurden hier nach dem Abklingen der Porenwasserüberdrücke durchgeführt.

Zusammenfassend lässt sich feststellen, dass infolge unterschiedlicher Effekte Zuwächse der Tragfähigkeit von Pfählen beobachtet und nachgewiesen werden, aber eine Vorhersage der Zuwachsrates im Einzelfall kaum möglich ist. Vor dem Hintergrund der nicht zuverlässig quantifizierbaren zeitabhängigen Entwicklung des Pfahlwiderstands sollten bei einer angestrebten Pfahlwiedernutzung Probebelastungen durchgeführt werden, um projektbezogene Aussagen zu Tragfähigkeitszuwächsen zu erhalten.

6.5 Zusätzliche Gründungselemente

Zusätzliche Gründungselemente werden dann notwendig, wenn an den Lasteinleitungsstellen keine Gründungselemente bestehen. Das gilt auch, wenn die abzutragenden Lasten größer sind als die von den bestehenden Gründungselementen aufnehmbaren Lasten oder wenn Setzungen reduziert werden müssen (Chow et al. 2002).

Butcher et al. (2006a) beschreiben neben der Herstellung von zusätzlichen Gründungselementen unterschiedliche Injektionsverfahren zur Erhöhung der Tragfähigkeit von Bestandsgründungen. Für Pfähle werden Injektionen im Bereich des Pfahlmantels und Düsenstrahlverfahren im Pfahlfußbereich als geeignete Verfahren mit dem Hinweis angegeben, dass bei deren Anwendung gegebenenfalls eine vollständige Entlastung des Pfahls vorhanden sein muss.

Guilloy et al. (2013) stellen anhand von Projektbeispielen dar, wie ebenfalls mit Düsenstrahlverfahren und Injektionen Pfähle im Bestand verlängert beziehungsweise verbreitert wurden, um höhere Lasten abtragen zu können. Injektionen über Manschettenrohre werden auch von Franz & Städing (2009) beschrieben.

Begaj & McNamara (2011) untersuchen mit Modellversuchen ein Konzept, bei dem um einen bestehenden, zur Wiedernutzung vorgesehenen Pfahl ein Ring von mehreren kleineren Pfählen angeordnet wird, um eine Erhöhung der Tragfähigkeit zu erreichen. Unter Variation der Anzahl der zusätzlichen Pfähle, der Länge und des Abstands zum bestehenden Pfahl stellen sie mit diesen Versuchen Verbesserungen der Tragfähigkeit des bestehenden Pfahls von bis zu 60 % fest. Fernie et al. (2006) untersuchen dieses Konzept mit realmaßstäblichen Versuchen in situ. Sie kommen unter anderem zu dem Schluss, dass bei der Ausführung derartiger Nachgründungen das Interaktionsverhalten von bestehenden und neuen Gründungselementen und die Verformungskompatibilität berücksichtigt werden müssen.

Zur Untersuchung des Tragverhaltens belasteter Fundamente, unter denen nachträglich Bohrpfähle hergestellt werden, führt Shen (2006) Modellversuche in Sand und numerische Berechnungen unter Anwendung eines elastoplastischen Stoffgesetzes durch. Für die durch die Nachgründung hergestellte KPP stellt sie gegenüber der ursprünglichen Gründung ein verbessertes Last-Setzungsverhalten fest. Mit den von ihr durchgeführten numerischen Parameterstudien ermittelt sie, dass durch längere Pfähle effektiver eine Verbesserung des Tragverhaltens erreicht werden kann als durch Pfähle mit größerem Durchmesser. Infolge der nachträglichen Pfahlherstellung kann es allerdings zu zusätzlichen Setzungen kommen.

Die von Vogler (2011), Goldscheider (2003), Witt (2000) und Shvets et al. (1996) dargestellten Nachgründungsmethoden umfassen neben Injektions- und Düsenstrahlverfahren unter anderem auch zusätzliche Pfähle wie Mikropfähle oder Press- und Segmentpfähle, Fundamentverbreiterungen und Unterfangungen. Speziell bei Nachgründungen, die vom Inneren bestehender Bauwerke ausgeführt werden sollen, kann die Auswahl der zur Verfügung stehenden Methoden durch die räumlichen Gegebenheiten und Zugangsmöglichkeiten stark eingeschränkt sein.

Grundsätzlich sind bei der Berechnung eines Gründungssystems aus bestehenden und neuen Gründungselementen die gegebenenfalls unterschiedlichen Trag- und Verformungseigenschaften zu berücksichtigen.

6.6 Neubauplanung im Hinblick auf eine zukünftige Wiedernutzung von Bestandsgründungen

Hegger et al. (2009) stellen fest, dass Gebäude im städtischen Raum häufig vor dem Ende ihrer technischen Lebensdauer abgerissen oder umgebaut werden und formulieren das Ziel, durch geeignete Maßnahmen die Lebensdauer der Tragstruktur effizienter und länger auszunutzen. Der „Leitfaden Nachhaltiges Bauen“ (BMUB 2016) misst der künftigen Umnutzungsfähigkeit von baulichen Strukturen eine große Bedeutung für das nachhaltige Bauen bei.

Um die zukünftige Wiedernutzung von Bestandsgründungen zu vereinfachen, sollten im Zuge von Bauvorhaben unter anderem die folgenden Dokumente zusammengefasst und archiviert werden: Baugrund- und Gründungsgutachten, Berechnungen und Nachweise, Herstellungsprotokolle mit Verfahrensbeschreibungen, Plandarstellungen zur tatsächlich ausgeführten Lage und Geometrie der Gründung, Test- beziehungsweise Versuchsergebnisse und Beschreibungen zu besonderen Vorkommnissen während der Bauphase beziehungsweise baulichen Lösungen (Chapman et al. 2007). Außerdem sind Dokumentationen zu Umbauten und von gegebenenfalls aufgetretenen Schäden bei der Beurteilung von Bestandsgründungen hilfreich. Auch in der Normung sind entsprechende Empfehlungen zur Archivierung zu finden: Nach DIN EN 1997-1 und DIN 1054 sollten wichtigere Dokumente beziehungsweise Bestandsunterlagen für die Nutzungsdauer des Bauwerks aufbewahrt werden.

Archivierungsformat und -ort sollten so gewählt werden, dass auch bei einer in der fernen Zukunft liegenden Wiedernutzung die Informationen sicher wieder aufgefunden und auch gelesen werden können. Hierzu sollte auch jeweils eine Redundanz vorgesehen werden. Berglund et al. (2006b) empfehlen, dass der Eigentümer die gründungsbezogenen Informationen archiviert und bei einem Verkauf an den Käufer weitergibt.

Bei der Installation von geotechnischen Messelementen werden gegebenenfalls Messdaten gewonnen, die zunächst zur Überwachung des Trag- und Verformungsverhaltens des neuen Gründungssystems, beispielsweise bei einer Anwendung der Beobachtungsmethode, genutzt werden. Bei einer potenziellen Wiedernutzung stellen diese Daten eine wertvolle Basis zur Beurteilung der tatsächlichen Leistungsfähigkeit des vorhandenen Gründungssystems dar und sollten hierfür ebenfalls archiviert werden. Im Hinblick auf zukünftige Wiedernutzungen ist darüber hinaus die Archivierung sämtlicher Unterlagen zu den installierten Messelementen wie Kalibrierungsdaten und Anschlussbelegungen sinnvoll.

Butcher et al. (2006a) regen an, in geeigneten Fällen die Herstellung eines für unterschiedliche Gebäude bis zu einem bestimmten Lastniveau universell einsetzbaren Gründungssystems in Erwägung zu ziehen. Ein Schritt in diese Richtung ist, die Gründungselemente konstruktiv für eine Standzeit auszulegen, die länger ist als die vorgesehene Standzeit des Gebäudes.

Sind zukünftige Entwicklungen wie mögliche Erweiterungen, Umnutzungen oder Neubauten bereits bei der Planung der Gründung erkennbar, ist es sinnvoll, deren Auslegung auf die daraus resultierenden zukünftigen Anforderungen zu prüfen.

Im Hinblick auf die im Zuge einer Wiedernutzung erforderlichen Untersuchungen können bereits bei der Gründungsherstellung Vorkehrungen getroffen werden, die diese Untersuchungen vereinfachen. Hierbei kann es sich um Zugänge zu der Gründung oder zu installierten Messinstrumenten beziehungsweise -stellen handeln. Markierungen können das Wiederauffinden von Gründungselementen vereinfachen (Butcher et al. 2006a).

7 Projektbeispiele zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen

7.1 Allgemeines

Im Folgenden werden Projektbeispiele dargestellt, bei denen eine Wiedernutzung von Bestandspfählen in Betracht gezogen beziehungsweise erfolgreich vorgenommen wurde.

7.2 Heizkraftwerk Lichterfelde, Berlin

Kirsch et al. (2011) stellen die Ergebnisse von Untersuchungen an bestehenden Bohrpfählen vor, die vorgenommen wurden, um deren Eignung für eine Wiedernutzung in einem Neubauvorhaben zu prüfen. Die über den Pfahlköpfen angeordneten Gründungsplatten zwei ehemaliger Öltanks wurden hierzu erschütterungsarm bereichsweise abgebrochen, um insgesamt 18 der 331 Pfähle erreichen zu können ohne diese zu beschädigen. An allen freigelegten Pfählen wurden durch Kernbohrungen Betonproben entnommen sowie Integritätsprüfungen nach der Low-Strain-Methode und dynamische Pfahlprobelastungen durchgeführt. Anhand der Untersuchungen konnte bei zwei der 18 untersuchten Pfähle eine deutlichere Abweichung von der planmäßigen Länge festgestellt werden. Als Vergleich unterschiedlicher Untersuchungsmethoden wurden an zwei ausgewählten Pfählen neben den dynamischen zusätzlich statische Probelastungen durchgeführt. Im Ergebnis zeigt sich eine gute Übereinstimmung der ermittelten Pfahlwiderstände.

7.3 Plenarsaalgebäude Hessischer Landtag, Wiesbaden

Das Plenarsaalgebäude des Hessischen Landtags aus den 1960er Jahren wurde im Jahr 2005 abgerissen und durch einen Neubau ersetzt (Bild 7.1). Aufgrund wasserrechtlicher Auflagen galt es, die baulichen Eingriffe des Neubaus in das Grundwasser im Heilquellengebiet zu minimieren, weshalb ein Gründungssystem aus Bestandspfählen und neuen Pfählen umgesetzt wurde (Bild 7.2, Katzenbach et al. 2006). Über die Pfähle werden die Gebäudelasten durch Auffüllungen hindurch in tragfähige Schichten eingeleitet.

Zu der bestehenden Gründung aus Bohrpfählen mit unterschiedlichen Durchmessern und Längen lagen Ausführungspläne sowie Angaben zu Grenzlaster vor. An den Bestandspfählen, die für den Lastabtrag des neuen Gebäudes vorgesehen waren, wurden nach Abbruch des alten Gebäudes Untersuchungen nach der Low-Strain-Methode durchgeführt, um die Pfahllängen zu überprüfen und Fehlstellen zu identifizieren. In einigen Fällen wurden im oberen Bereich von Pfählen Schäden festgestellt. Diese Pfähle wurden dann

weiter abgespitzt und erneut untersucht. Um die Wellengeschwindigkeit des Pfahlbetons zu ermitteln, wurden ergänzende Messungen an abgetrennten Pfahlteilen durchgeführt.



Bild 7.1 Plenarsaalgebäude des Hessischen Landtags: alt (links), neu (rechts)

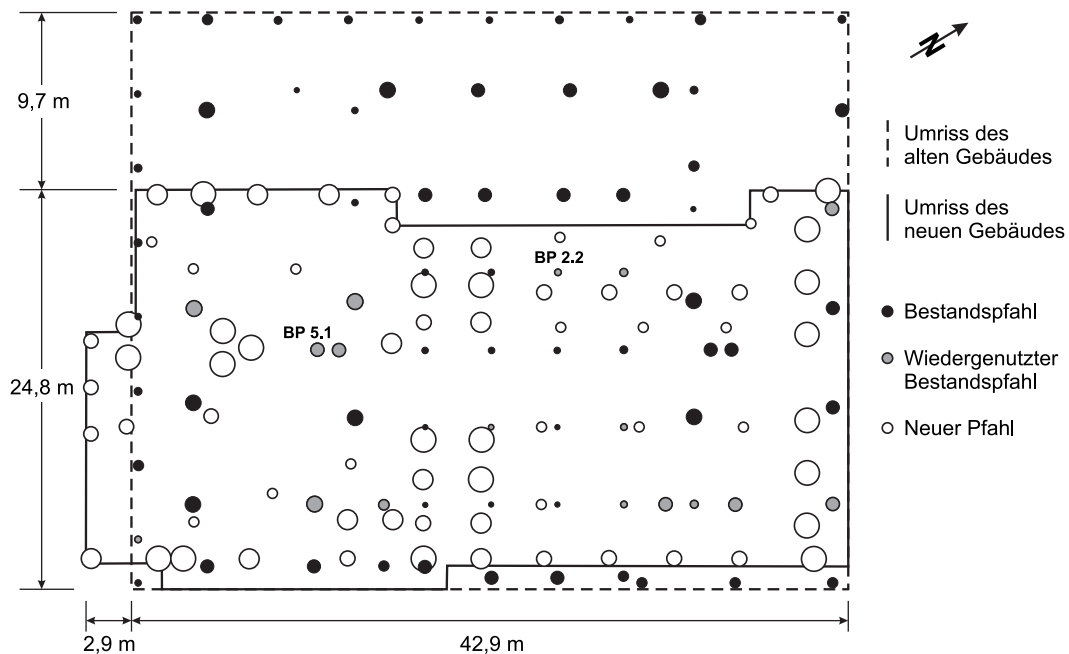


Bild 7.2 Hessischer Landtag, Grundriss des alten und neuen Plenarsaalgebäudes mit bestehenden und neuen Pfählen

Während der Abbrucharbeiten waren Beschädigungen an Bestandspfählen möglichst zu verhindern. So erfolgte das Freilegen der Pfahlköpfe mit leichten Gerätschaften. Baumaschinen durften nicht über die freigelegten Pfahlköpfe bewegt werden. Dennoch kam es bei schadhafte Pfählen im Zuge der Abbrucharbeiten zu Abtrennungen von Pfahlköpfen (Bild 7.3).



Bild 7.3 Beschädigte Pfahlköpfe

Bild 7.4 zeigt beispielhaft die Untersuchungsergebnisse von zwei Bestandspfählen. Die Untersuchungen wurden von der Firma GSP, Mannheim durchgeführt. Die planmäßige Länge von Pfahl BP 2.2 betrug 4,30 m. In einer Tiefe von rd. 1,0 m wurde eine Reflexion festgestellt, die auf einen Schaden hindeutete. Dieser Pfahl wurde abgespitzt und erneut getestet. Die bei Pfahl BP 5.1 erwartete Länge von 2,5 m konnte bestätigt werden.

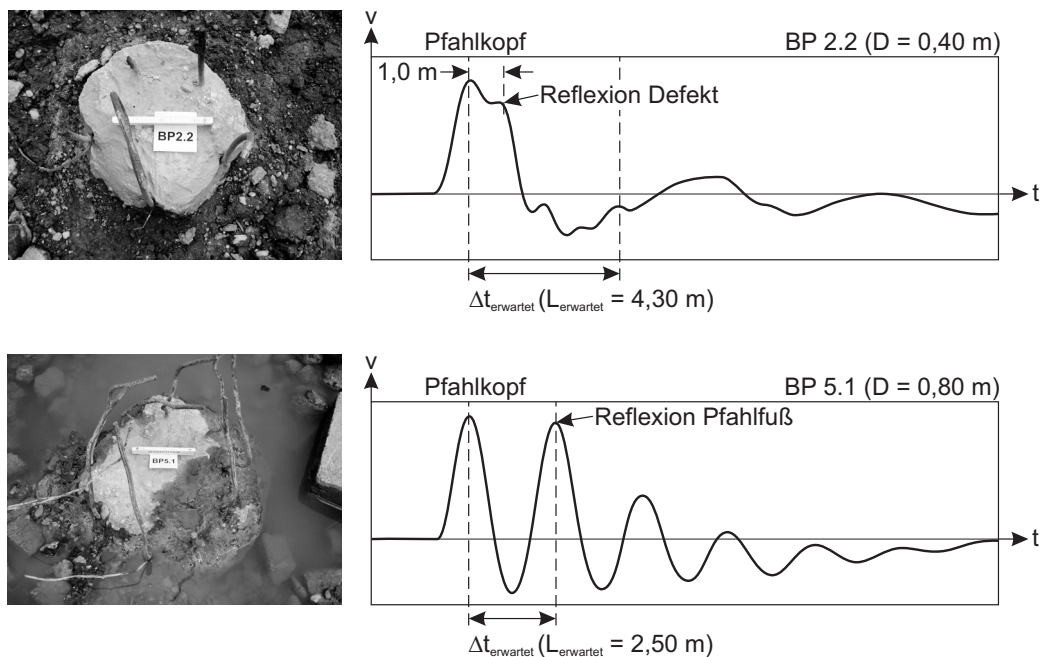


Bild 7.4 Hessischer Landtag, Untersuchungsergebnisse Bestandspfähle

7.4 Elbphilharmonie, Hamburg

Grabe & König 2006, König 2008 und Franke & Woldt 2009 berichten von der Elbphilharmonie, die zum Teil auf der bestehenden Gründung eines ehemaligen Kaispeichers errichtet wurde. Der Kaispeicher wurde bis zur Gründungssohle entkernt, wobei die Fassade komplett erhalten blieb. Die Gründung des Kaispeichers bestand überwiegend aus in Gruppen angeordneten Ort betonrammpfählen. Vor der Entkernung wurden über Schürfruben an drei Bestandspfählen statische Probelastungen und Integritätsprüfungen durchgeführt, die Pfahlgeometrie bestimmt und Proben zur Untersuchung der Betonfestigkeit entnommen. Mit den Probelastungen konnten Pfahlwiderstände von bis zu 50 % über den ursprünglich bei der Bemessung zugrunde gelegten Werten festgestellt werden. Bei den Abbrucharbeiten zur Entkernung wurden die resultierenden Hebungen gemessen und mit den bei den Probelastungen festgestellten Entlastungshebungen verglichen. Für die erforderliche Nachgründung wurden Teilverdrängungsbohrpfähle hergestellt, die ein ähnliches Setzungsverhalten wie die Bestandspfähle erwarten ließen, um hierdurch eine Überbelastung der Bestandspfähle zu vermeiden.

7.5 Lagergebäude

Klingmüller (1995) stellt die Ergebnisse von Low-Strain-Untersuchungen an mit Innenrammung hergestellten Bohrpfählen eines abgerissenen Kraftwerksblocks vor, die zur Gründung eines neuen Lagergebäudes wiedergenutzt werden sollten. Aufgrund des Bauablaufs waren mehrere Prüfeinsätze erforderlich. Bei 15 % der untersuchten Pfähle wurde von einer Wiedernutzung abgeraten. Im Vergleich zur Herstellung neuer Pfähle wird eine durch die Wiedernutzung realisierte Kosteneinsparung von 90 % genannt.

7.6 Ludgate West, London

Clarke et al. (2006) berichten vom Neubau des Bürogebäudes Ludgate West in London, das ein auf rd. 16 m langen Bohrpfählen gegründetes Bestandsgebäude ersetzt. Eine Wiedernutzung der Bestandspfähle wurde unter anderem wegen archäologischer Funde im unmittelbaren Gründungsbereich angestrebt, schließlich aber nicht ausgeführt, weil die vorhandenen Pfahlpositionen und -tragfähigkeiten nicht zum neuen Tragwerk passten und eine Wiedernutzung der Bestandspfähle nicht wirtschaftlich gewesen wäre. Herstellungsdokumente lagen ebenfalls nicht vor, sodass umfangreiche Untersuchungen an den Bestandspfählen erforderlich gewesen wären. Außerdem bestanden Bedenken, dass durch die aus dem Gebäudeabbruch resultierende Entlastung Hebungen des Baugrundes auftreten, die zu Zugkräften in den Pfählen und damit einhergehenden Rissbildungen hätten

führen können. Im Hinblick auf zukünftige Baumaßnahmen auf diesem Grundstück wird die Bedeutung einer Archivierung der Herstellungsdocumentation hervorgehoben, um dann eine Wiedernutzung zu vereinfachen.

7.7 Bürogebäude, Manchester

Curtis & Lowe (2006) beschreiben Maßnahmen für den Neubau eines Bürogebäudes in Manchester, bei dem die Wiedernutzung von den bestehenden Bohrpfählen geprüft wurde. Informationen zum bestehenden Gründungssystem wurden durch umfangreiche Recherchen und Gespräche mit den damaligen Projektbeteiligten zusammengetragen. Zur Untersuchung eines Pfahls wurde dieser bis zu einer Tiefe von 12 m freigelegt. Die durchgeführten Erkundungsmaßnahmen ergaben Änderungen zum vorliegenden Baugrundmodell. Schließlich kam es nicht zu einer Wiedernutzung, da die Pfahlpositionen nicht zum geplanten Gebäude passten. Um die neuen Pfähle herstellen zu können, wurden einige Bestandspfähle mit verrohrten Bohrungen entfernt.

7.8 Bürogebäude, Edinburgh

Lennon et al. (2006) stellen einen Neubau vor, der im Wesentlichen auf der Grundfläche des vorherigen Gebäudebestands unter Berücksichtigung des bestehenden Stützenrasters hergestellt wurde. Die Wiedernutzung eines Großteils der Bestandspfähle wurde auch dadurch begünstigt, dass die Firma, die schon die Bestandspfähle hergestellt hatte, auch mit der Herstellung des neuen Gründungssystems beauftragt wurde. An Bestandspfählen, die nicht mehr benötigt wurden, konnten Probelastungen durchgeführt werden. Für die erforderlichen Untersuchungen und zur Herstellung zusätzlicher Pfähle musste die ebenfalls für eine Wiedernutzung vorgesehene Bodenplatte bereichsweise geöffnet und Pfahlkopfbalken durchtrennt werden, was durch aneinandergereihte Kernbohrungen bewerkstelligt wurde.

7.9 Juxon House, London

St. John & Chow (2006) geben an, dass bei der Herstellung eines achtgeschossigen Neubaus an 20 % der zur Wiedernutzung vorgesehenen Bestandspfähle Probekörper über Kernbohrungen gewonnen wurden. Die Probekörper wurden im Hinblick auf die Dauerhaftigkeit des Pfahlbetons untersucht und die Druckfestigkeit wurde bestimmt. An allen zugänglichen, zur Wiedernutzung vorgesehenen Bestandspfählen wurden Integritätsprüfungen durchgeführt. Bei drei Pfählen wurden in einer Tiefe von 4 m Risse vermutet, die

durch die Entlastung der Pfähle entstanden sein könnten. Die durch den Gebäudeabbruch auftretenden Hebungen wurden an vier Pfahlkopfplatten gemessen. Darauf aufbauend erfolgte eine Abschätzung der infolge des Gebäudeneubaus zu erwartenden Setzungen. Da bei dem vorigen Gebäude keine Schäden festgestellt wurden, wurde eine Wiederbelastung der Pfähle auf die aus vorigem Gebäudeeigengewicht resultierende Last als akzeptabel angesehen; ausreichende Standsicherheiten konnten nachgewiesen werden. Zusätzlich erforderliche, neue Pfähle wurden unter Beachtung der Wiederbelastungssteifigkeit der Bestandspfähle geplant. Durch die Lage der bestehenden, zum Teil fußverbreiterten Pfähle und archäologische Fundstellen im Baugrund war die Wahl der neuen Pfahlpositionen eingeschränkt (Chapman et al. 2007).

7.10 Belgrave House, London

Vaziri & Windle (2006a & b) nennen neben Kosten- und Zeitersparnissen als weiteren Vorteil der Wiedernutzung von Bestandspfählen, dass das Risiko minimiert wird, welches für das Neubauprojekt von den Bestandspfählen ausgeht. Bei dem Neubau des Belgrave House in London (Bild 7.5) wurde von den Autoren speziell das Entfernen der rd. 200 Bestandspfähle mit einer Länge von rd. 20 m und die damit einhergehende Störung des Baugrundes als problematisch angesehen. Die Bestandspfähle mit zum Teil Fußverbreitungen von bis zu 2,8 m Durchmesser hätten die Herstellung eines komplett neuen Gründungssystems behindert. Noch vor dem Abbruch des alten Gebäudes wurde über fünf Schürfgruben im Bereich von sieben Pfählen deren Zustand unter anderem mit Low-Strain-Prüfungen und horizontalen Kernbohrungen untersucht und so die vorliegenden Bestandspläne überprüft.

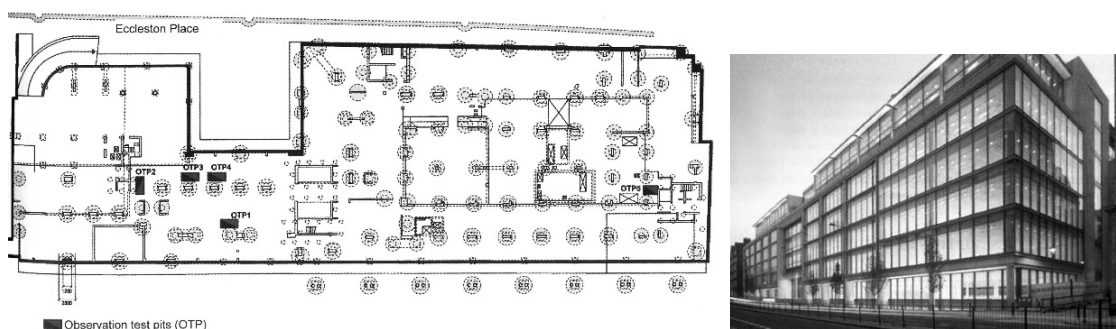


Bild 7.5 Belgrave House (Vaziri & Windle 2006a & b): Grundriss (links), Neubau (rechts)

Nach dem Abbruch wurde die Integrität aller nun freiliegenden und zur Wiedernutzung vorgesehenen Pfähle untersucht, im Wesentlichen weil mögliche Beschädigungen infolge der Abbrucharbeiten befürchtet wurden. Da die Lasteinleitungspunkte des neuen Gebäudes nicht vollständig mit den Positionen der Bestandspfähle übereinstimmte, wurden die

Gebäudelasten über Balken und Platten in die bestehenden und, wo erforderlich, in die neu hergestellten zusätzlichen Pfähle eingeleitet. Dabei wurde die Verträglichkeit der Differenzsetzungen der unterschiedlichen Pfähle geprüft. Sämtliche Pfähle wurden höchstens mit der bereits vorher aufgebrauchten Last wiederbelastet.

7.11 Geschäftshaus, Mannheim

Wäldele (2014) und Keller Grundbau GmbH (2013) erläutern die Vorgehensweise zur Wiedernutzung von Bestandspfählen im Rahmen des Neubaus eines Geschäftshauses, das in der Grundfläche des vorigen Gebäudes hergestellt wurde. Während der Planung wurde anhand der vorliegenden Bestandspläne festgestellt, dass die Bestandspfähle eine Herstellung der zunächst geplanten neuen Pfähle an erforderlichen Positionen behindern würden. Ein Überbohren der bis zu rd. 8 m langen Pfähle wurde als sehr aufwändig eingestuft und daher eine Wiedernutzung in Betracht gezogen. Vor dem Gebäudeabbruch wurden einige Pfahlköpfe mit Schürfen seitlich freigelegt, um die vorliegenden Angaben zu überprüfen und um Pfahllänge und -integrität mit Hilfe der Low-Strain-Methode vorlaufend zu untersuchen (Bild 7.6, links). Über Kernbohrungen gewonnene Proben wurden zur Ermittlung der Druckfestigkeit und der Karbonatisierungstiefe sowie zur Kalibrierung der Low-Strain-Methode verwendet. Um Beschädigungen der zur Wiedernutzung vorgesehenen Pfähle zu verhindern, wurden diese im Anschlussbereich an Fundamente und Kopfbalken durchsägt (Bild 7.6, rechts). Sowohl an Bestandspfählen als auch an neuen Pfählen wurden dynamische Probelastungen durchgeführt. Die Gründung des neuen Geschäftshauses erfolgte dann über eine 0,8 m dicke Platte, über welche die Lasten in Bestandspfähle und zusätzliche neue Pfähle eingeleitet wird.



Bild 7.6 Integritätsprüfung in Schurf (links), Durchsägen Pfahl (rechts)
(Wäldele 2014)

8 Modellversuche

8.1 Ziele

Mit den Modellversuchen wird das Last-Setzungsverhalten unterschiedlicher Gründungssysteme bei vollständigen Ent- und Wiederbelastungen untersucht, wie sie bei einem Gebäudeabbruch und -neubau auftreten. Anhand von Versuchen ohne Ent- und Wiederbelastungen soll das grundsätzliche Tragverhalten der unterschiedlichen Gründungssysteme dargestellt und eine Bewertung des Einflusses der Ent- und Wiederbelastungen ermöglicht werden. Außerdem soll das Auftreten von Zugspannungen in den Gründungspfählen infolge von Entlastungsvorgängen untersucht werden.

Zur phänomenologischen Untersuchung des Last-Setzungsverhaltens wurden kleinmaßstäbliche Modellversuche als 1g-Modellversuche durchgeführt. Eine betragsmäßige Übertragung der Versuchsergebnisse auf realmaßstäbliche Prototypen unter Nutzung von Modellgesetzen ist wegen des niedrigen Spannungsniveaus im 1g-Modellversuch grundsätzlich allerdings nicht möglich (Thomas & Kempfert 2013, Walz 2006).

8.2 Modellversuchsstand

Die Modellversuche wurden mit einem am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt entwickelten Modellversuchsstand in der dortigen Versuchshalle durchgeführt. Der Modellversuchsstand wurde bereits von Baziar et al. (2009) zur Untersuchung einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit vier Pfählen in mitteldicht gelagertem Sand eingesetzt und wurde für die im Folgenden dargestellten Versuche modifiziert und weiterentwickelt.

In der Realität werden Pfähle über Bohrlöcher in den Boden eingebracht oder einge rammt. Abweichend davon erfolgt in den Versuchen der Einbau des Bodens um die Pfähle herum. Diese Vorgehensweise wurde beispielsweise auch von Turek (2006) und Thomas & Kempfert (2013) erfolgreich angewendet.

Der Modellversuchsstand besteht aus einem zylindrischen Versuchsbehälter aus Stahl mit einem Innendurchmesser von 1,0 m, einer Innenhöhe von ebenfalls 1,0 m und einer Wandstärke von 10 mm. In Bild 8.1 ist der Modellversuchsstand während der Vorbereitung eines Versuchs mit einer KPP, bestehend aus einer runden Versuchsplatte und einem zentral positionierten Testpfahl (KPP1) vor dem Einbau des Sands zu sehen.

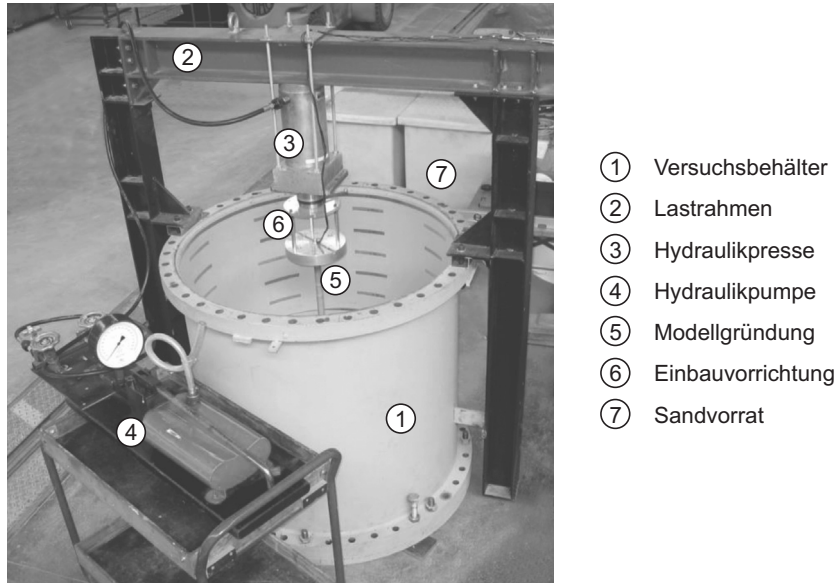


Bild 8.1 Modellversuchsstand

Am Versuchsbehälter ist der Lastrahmen angebracht, der die Hydraulikpresse trägt und als Widerlager dient. Die Hydraulikpresse mit einer Maximallast von 40 t wird über eine manuelle Hydraulikpumpe gesteuert. Mit der gewählten Hydraulikpumpe ist eine sehr feine Dosierung der Last möglich. Die Modellgründung wird während des Einbringens des Sands über eine Einbauvorrichtung an der Hydraulikpresse fixiert und kann so exakt in der gewünschten Position gehalten werden. Die Lastaufbringung auf die Modellgründung erfolgt über ein Kugelgelenk und eine Kraftmessdose. Bild 8.2 zeigt die Belastungseinrichtung zu Versuchsbeginn.

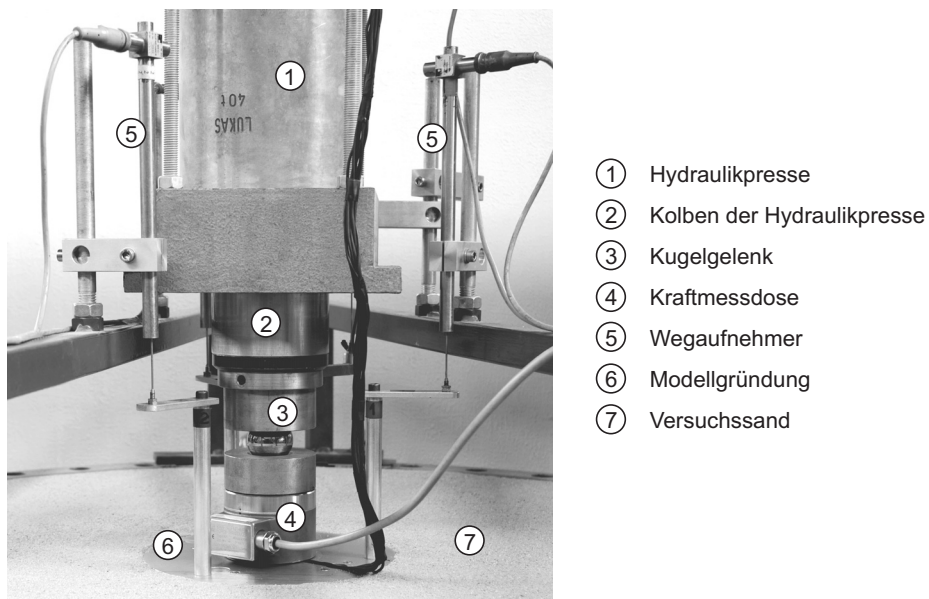


Bild 8.2 Belastungseinrichtung

Über drei induktive Wegaufnehmer wird die Setzung der Platte der Modellgründung gemessen, ein vierter induktiver Wegaufnehmer misst den Weg des Kolbens der Hydraulikpresse (Bild 8.3). Sämtliche Messdaten werden mit einem rechnergestützten System automatisch erfasst und gespeichert.

8.3 Modulare Modellgründung

Mit einer modularen Modellgründung wurden Modellversuche zur Untersuchung des Tragverhaltens eines Einzelpfahls, einer Flächengründung, einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit einem Pfahl und einer KPP mit fünf Pfählen durchgeführt.

Die als KPP mit Platte und fünf Pfählen konfigurierte Modellgründung ist in Bild 8.3 abgebildet. Bei der Platte handelt es sich um eine 40 mm dicke Aluminiumscheibe mit einem Durchmesser von 220 mm. Die Pfähle bestehen aus sandgestrahlten Aluminiumrohren mit einem Außendurchmesser von 25 mm. Die Pfahlfüße sind mit einer aufgeschraubten Kappe verschlossen. Die Pfähle werden mit dem Pfahlanschlusskonus von unten in die Platte eingesetzt und von oben mit der Platte verschraubt.

Für Versuche zu einer Flächengründung oder zu einer KPP mit reduzierter Pfahlanzahl kann anstelle eines Pfahls eine Abdeckung angeschraubt werden, um die Bohrung in der Platte zu verschließen. Für die Versuche mit einem Einzelpfahl kommt anstelle der Platte eine Pfahlverlängerung zum Einsatz, an deren Kopf eine Auflageplatte für die Kraftmessdose montiert ist

Die Ermittlung der Pfahlnormalkräfte erfolgt mit Pfahlkraftmesselementen (PME, Bild 8.4). Eine vergleichbare Konstruktion wurde beispielsweise auch von Fioravante et al. (2008) und Thomas & Kempfert (2013) eingesetzt.

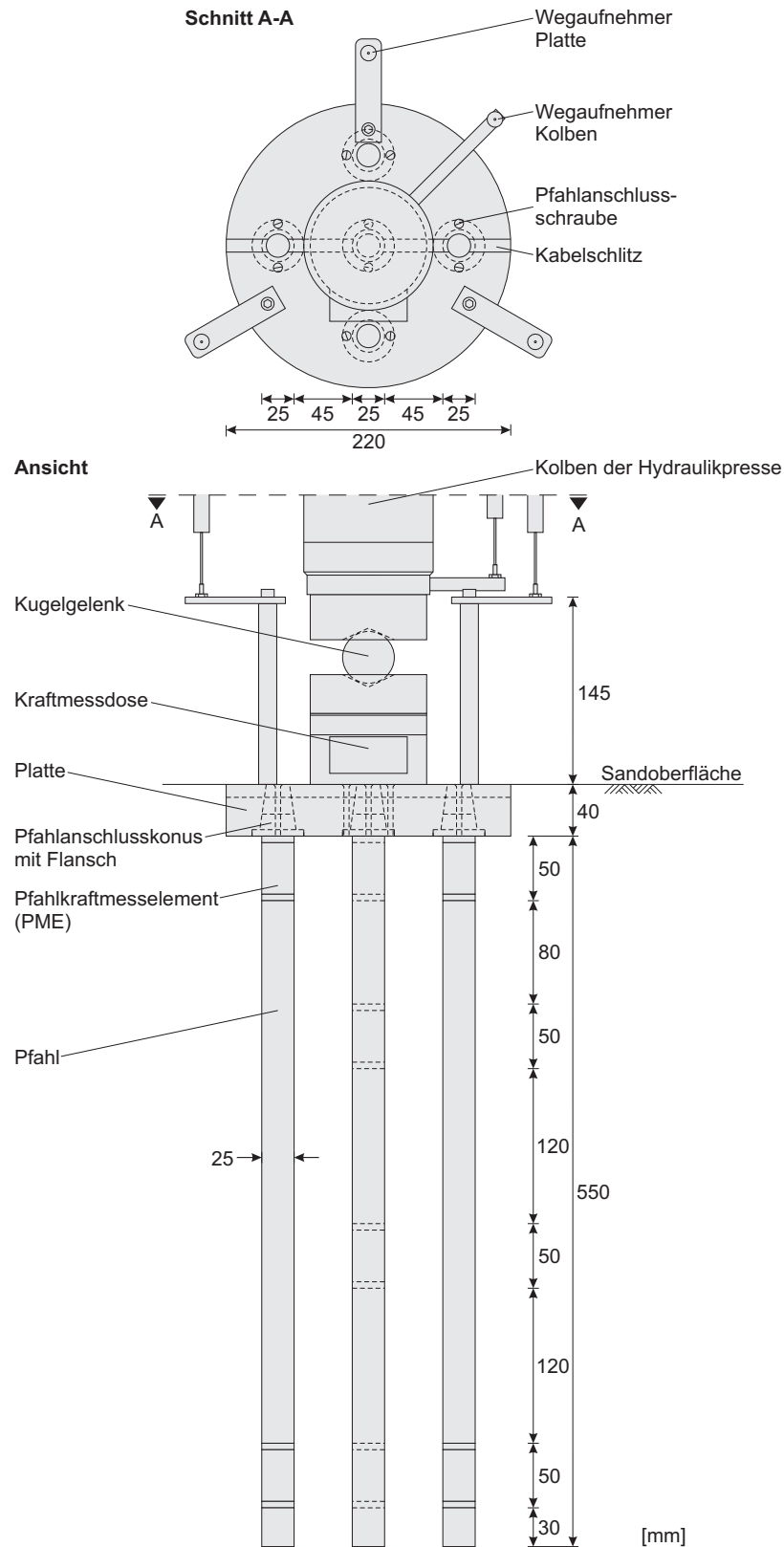


Bild 8.3 Modulare Modellgründung, hier als KPP mit 5 Pfählen

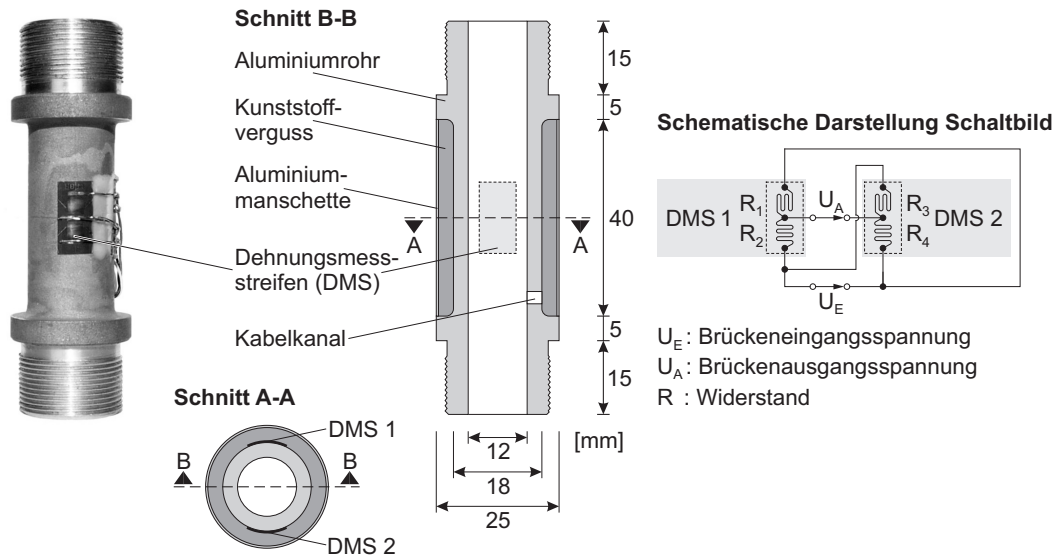


Bild 8.4 Pfahlkraftmesselement

Ein PME besteht aus zwei Dehnungsmessstreifen (DMS) mit je zwei Messgittern, die gegenüberliegend auf einem Aluminiumrohr aufgeklebt und zu einer Vollbrücke (Hoffmann 2001) verschaltet sind. Um die DMS gegen Abrieb durch den Sand zu schützen, sind diese mit einer Aluminiummanschette umschlossen. Die Aluminiummanschette schließt bündig an das Aluminiumrohr an, sodass eine durchgehende Pfahlmantelfläche vorliegt. Der Zwischenraum zwischen Manschette und Rohr ist mit Kunststoffverguss gefüllt. Vor dem Einbau in die Modellpfähle erfolgte die Kalibrierung der einzelnen PME, sodass über die gemessene Brückenausgangsspannung die Pfahlkraft bestimmt werden kann. Der zentrisch angeordnete Modellpfahl ist mit vier PME ausgestattet, zwei Modellpfähle sind mit je zwei PME ausgestattet und weitere zwei Modellpfähle sind nicht instrumentiert.

8.4 Darmstädter Sand

Die Modellversuche wurden mit einem Quarzsand durchgeführt, der am Institut und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt bereits häufig für unterschiedliche Versuche verwendet wurde und als „Darmstädter Sand“ bekannt ist. Die Forschungsarbeiten von u.a. Wanoschek (1971), Schmitt (1974), Wolff (1975), Chambosse (1976), Arslan (1980), Heibaum (1987), Heineke (2001), Festag (2003), Turek (2006), Gutberlet (2008) und Bachmann (2009) beinhalten Modell- beziehungsweise Elementversuche und dokumentieren die umfangreichen Erkenntnisse zu diesem Sand.

Die zur Durchführung der Modellversuche verwendete Charge des Darmstädter Sands wird durch die Körnungslinie (DIN EN ISO 17892-4, Bild 8.5) und durch die in Tabelle 1 aufgeführten Bodenkennwerte beschrieben. Es handelt sich um einen enggestuften Mittelsand, stark grobsandig, schwach feinsandig (fsa'csa*MSa, DIN EN ISO 14688-1). In Tabelle 2 wird die Bezeichnung der Lagerung des Darmstädter Sands in Abhängigkeit von der Trockendichte angegeben.

Massenanteile der Körner < d der Gesamtmenge [%]

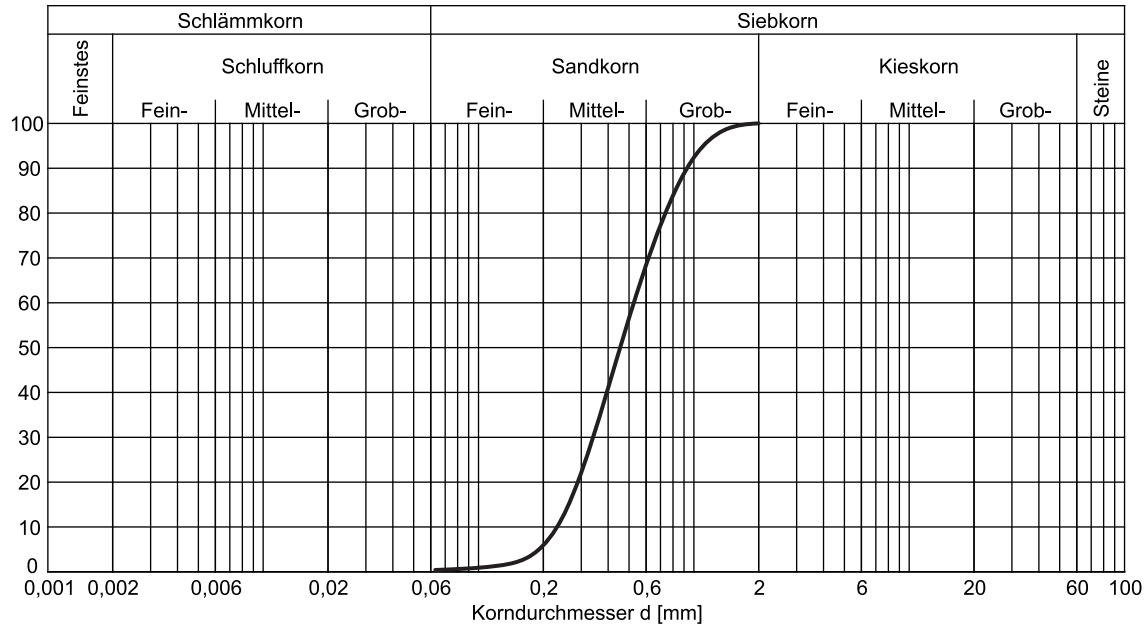


Bild 8.5 Körnungslinie Darmstädter Sand

Bodenkennwert	Symbol	Einheit	Darmstädter Sand
Wassergehalt (DIN 18121-1)	w	[%]	0,08
Korndichte (DIN 18124)	ρ_s	[g/cm ³]	2,642
Dichte bei lockerster Lagerung (DIN 18126)	min ρ_d	[g/cm ³]	1,454
Dichte bei dichtester Lagerung (DIN 18126)	max ρ_d	[g/cm ³]	1,759
Porenanteil bei lockerster Lagerung (DIN 18126)	max n	[-]	0,450
Porenanteil bei dichtester Lagerung (DIN 18126)	min n	[-]	0,334
Ungleichförmigkeitszahl (DIN EN ISO 14688-2)	C_u	[-]	2,28
Krümmungszahl (DIN EN ISO 14688-2)	C_c	[-]	0,95

Tabelle 1 Bodenkennwerte Darmstädter Sand

Lagerungsdichte D [-]	Trockendichte ρ_d [g/cm ³]	Bezeichnung der Lagerung
$D \leq 0,15$	$\rho_d \leq 1,500$	sehr locker
$0,15 < D \leq 0,30$	$1,500 < \rho_d \leq 1,546$	locker
$0,30 < D \leq 0,50$	$1,546 < \rho_d \leq 1,607$	mitteldicht
$0,50 < D \leq 0,75$	$1,607 < \rho_d \leq 1,683$	dicht
$0,75 < D$	$1,683 < \rho_d$	sehr dicht

Tabelle 2 Bezeichnung der Lagerung des Darmstädter Sands
in Abhängigkeit von der Lagerungsdichte

Der Sand wird unter Anwendung des erstmals von Heibaum (1987) beschriebenen Verfahrens mit der in Bild 8.6 dargestellten Apparatur in den Versuchsbehälter eingerieselt. Aus dem am Kran geführten Sandvorratssilo fällt der mit der Drosselklappe dosierte Sand durch das Fallrohr auf den Streukegel und von dort in einem durch ein Abstandslot kontrollierten Abstand auf die Sandoberfläche. Das Einrieseln erfolgt gleichmäßig in rd. 3 cm hohen Lagen. Durch diese Vorgehensweise kann eine gut reproduzierbare, gleichmäßige Trockendichte des eingebrachten Sands erreicht werden.

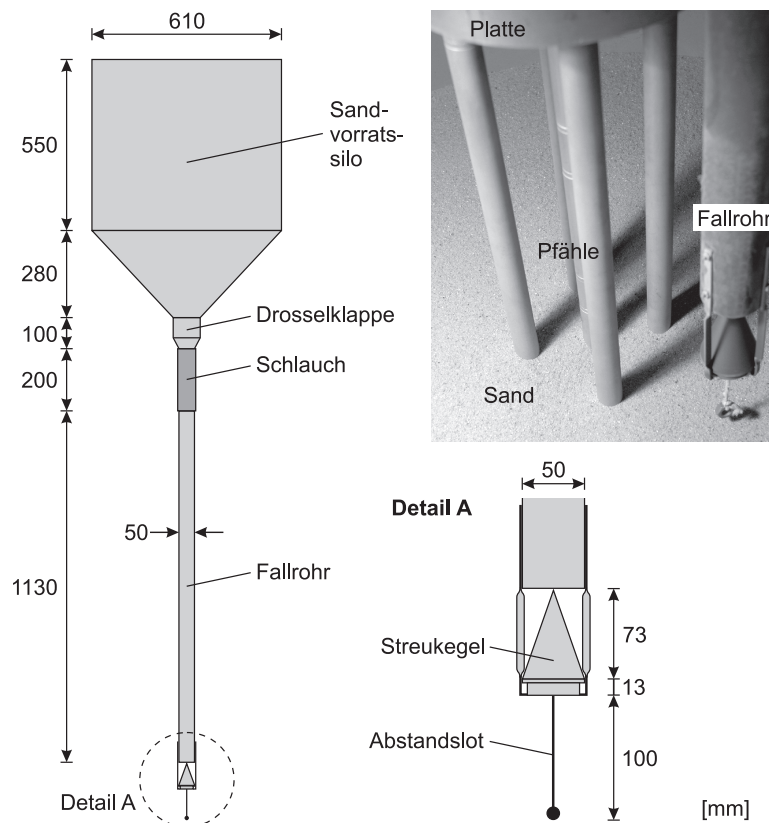


Bild 8.6 Apparatur zur Einrieselung des Sands

8.5 Versuchsvorbereitung und -durchführung

8.5.1 Allgemeines

Es wurden jeweils vier Modellversuche zur Untersuchung des Tragverhaltens eines Einzelpfahls, einer Platte, einer KPP mit einem Pfahl und einer KPP mit fünf Pfählen durchgeführt. Im jeweils ersten Versuch wurde die Gründung ohne Ent- und Wiederbelastungen belastet (Nummer 1). Bei den jeweils zweiten, dritten und vierten Versuchen wurden vollständige Entlastungen mit anschließenden Wiederbelastungen vorgenommen (Nummern 2-W bis 4-W). Für jeden Versuch wurde der Sand vollständig neu eingebracht.

Die mit der Hydraulikpresse auf die Gründungen aufgebrachte Last wurde jeweils kontinuierlich so gesteigert beziehungsweise reduziert, dass eine Setzungs- beziehungsweise Hebungsgeschwindigkeit von rd. 0,5 mm/min eingehalten wurde. Für eine vollständige Entlastung wurde der Kolben der Hydraulikpresse bis zu einem Abheben von dem Kugelgelenk eingefahren. Sämtliche Versuche wurden nach dem Erreichen einer Setzung von 40 mm beendet.

8.5.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen

Der Sand wird in den Behälter lagenweise mit dem beschriebenen Verfahren eingebracht, bis die Höhe der Unterkanten der noch einzubauenden Pfähle erreicht ist. In dieser Höhe wird die Sandoberfläche mit einer Abziehvorrichtung planiert, die auf dem Versuchsbehälterrand aufliegend geführt wird. Die an der Einbauvorrichtung befestigte Modellgründung wird dann durch ein Ausfahren des Kolbens der Hydraulikpresse auf die vorbereitete Sandoberfläche kraftschlüssig aufgesetzt, was durch die Erfassung eines minimalen Anstieges der Pfahlkräfte kontrolliert wird.

Das Einrieseln des Sands wird fortgesetzt, bis die Pfähle mit rund der Hälfte ihrer Länge im Sand einbinden und diese keine Fixierung durch die Platte mehr benötigen. Um ein Einbringen des Sands bis zur Plattenunterkante zu ermöglichen, wird die Platte von den Pfahlanschlusskonen gelöst und durch ein Rückfahren des Kolbens abgehoben.

Nach dem Einbringen des Sands bis zur Höhe der Plattenunterkante wird diese Sandoberfläche mit Abziehvorrichtungen, die auf die Pfahlanschlusskonen aufgesetzt werden, so planiert, dass die Platte durch ein Ausfahren des Kolbens formschlüssig auf den Pfahlanschlusskonen und der Sandoberfläche aufgelegt werden kann. Anschließend erfolgt das Einbringen von Sand um die Platte herum bis zu den Oberkanten des Versuchsbehälters

und der Platte. Die Platte wird dann von der Einbauvorrichtung getrennt und die Mess- und Belastungseinrichtung installiert.

Die Konfiguration des Modellversuchsstands für eine KPP mit fünf Pfählen ist in Bild 8.7 abgebildet.

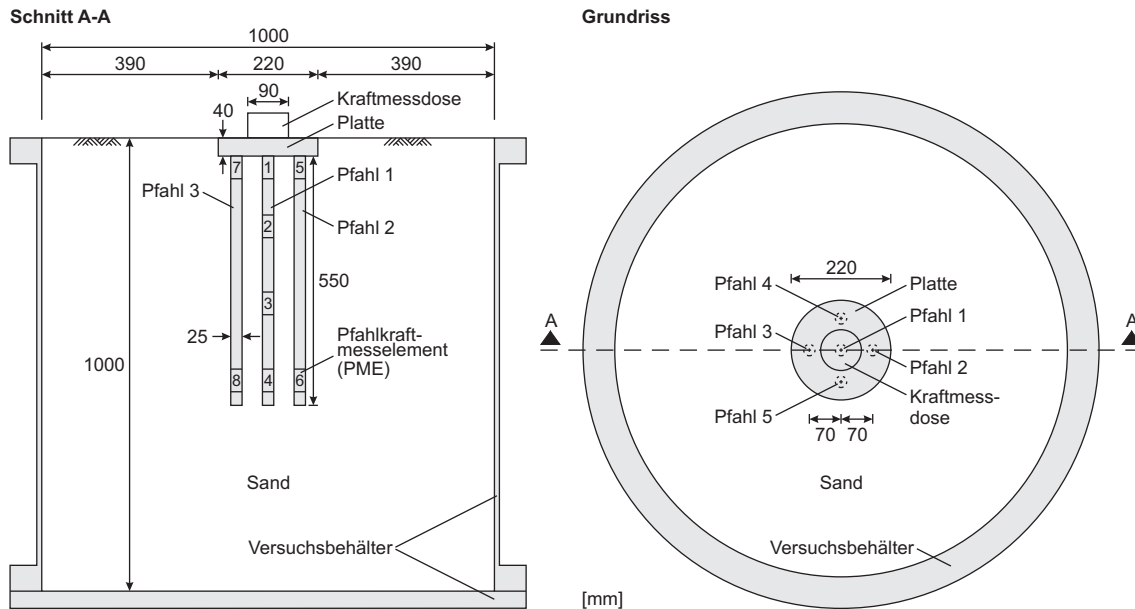


Bild 8.7 Modellversuchsstand Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen

Die Versuchsdurchführung erfolgt unter Aufbringung der in Tabelle 3 aufgeführten Belastungsschritte.

Versuche ohne Ent- und Wiederbelastung (Nummer 1)	
Belastungsschritt	Beschreibung
1	Einbau Sand und Modellgründung
2	Aufbringen einer Setzung von $s = 40 \text{ mm}$
Versuche mit Ent- und Wiederbelastung (Nummern 2-W bis 4-W)	
Belastungsschritt	Beschreibung
1	Einbau Sand und Modellgründung
2	Erstbelastung mit $V = 5 \text{ kN}$
3	1. Entlastung ($V = 0$)
4	Wiederbelastung auf $V = 5 \text{ kN}$ und Erstbelastung auf $V = 10 \text{ kN}$
5	2. Entlastung ($V = 0$)
6	Wiederbelastung auf $V = 10 \text{ kN}$ und Erstbelastung auf $V = 15 \text{ kN}$
7	3. Entlastung ($V = 0$)
8	Wiederbelastung auf $V = 15 \text{ kN}$ und Erstbelastung auf $V = 20 \text{ kN}$

9	4. Entlastung ($V = 0$)
10	Wiederbelastung auf $V = 20$ kN und Erstbelastung auf $V = 25$ kN
12	5. Entlastung ($V = 0$)
13	Aufbringen einer Setzung von $s = 40$ mm

Tabelle 3 Belastungsschritte Modellversuche Kombinierte Pfahl-Plattengründungen und Flächengründung

8.5.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl

Die Versuchsvorbereitung bei der KPP mit einem Pfahl entspricht der voran beschriebenen Vorgehensweise bei der KPP mit fünf Pfählen. Der Versuchsaufbau ist in Bild 8.8 zu sehen.

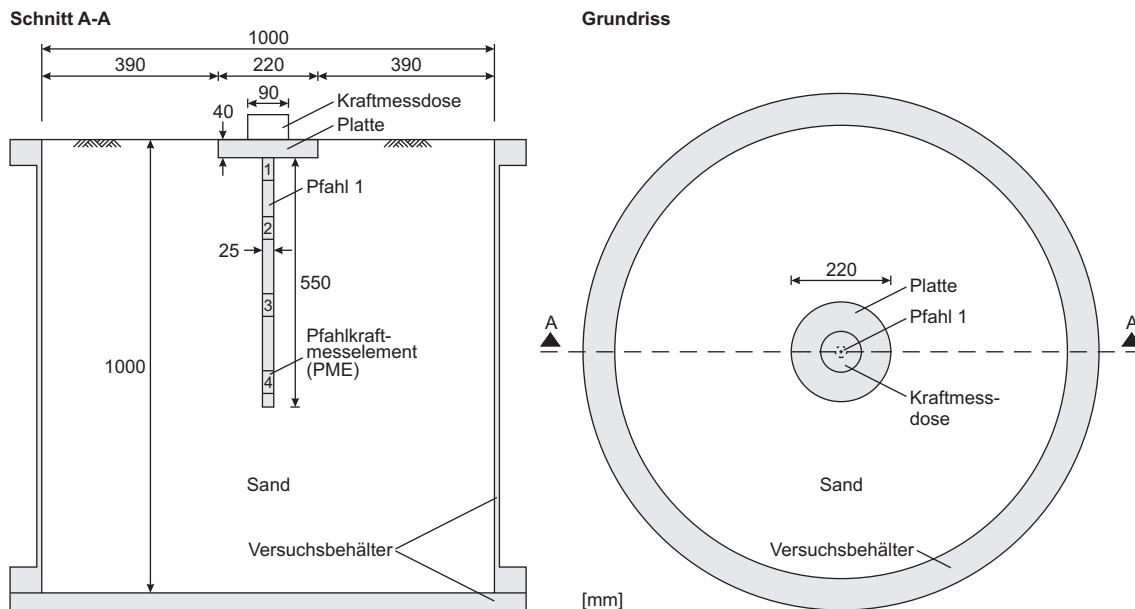


Bild 8.8 Modellversuchsstand Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl

Die Versuchsdurchführung erfolgt ebenfalls unter Aufbringung der in Tabelle 3 aufgeführten Belastungsschritte.

8.5.4 Flächengründung

Zur Vorbereitung der Versuche an einer Flächengründung wird der Sand lagenweise mit dem beschriebenen Verfahren bis zur Höhe der Unterkante der noch einzubauenden Platte eingebracht. Die Platte wird dann mit der am Kolben der Hydraulikpresse befestigten

Einbauvorrichtung soweit abgesenkt, dass mit einer auf der Plattenunterseite geführten Abziehvorrichtung in Form eines Winkelstahls die Sandoberfläche parallel zur Plattenunterseite planiert werden kann. Die Platte wird dann auf die so vorbereitete Oberfläche abgelassen und der verbleibende Raum bis zur Oberkante des Behälters mit Sand aufgefüllt (Bild 8.9).

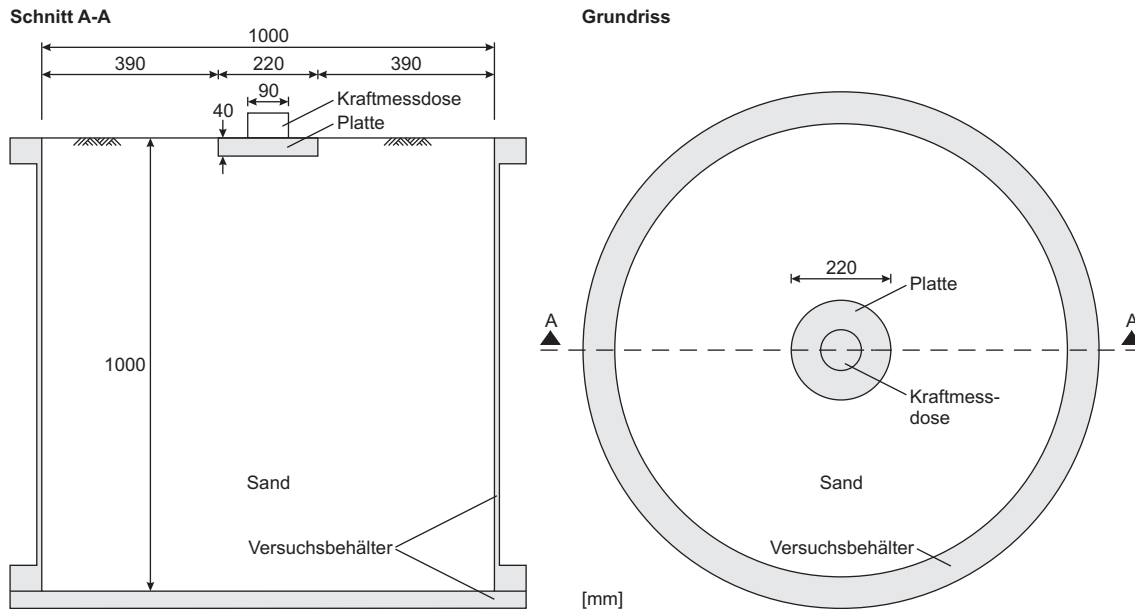


Bild 8.9 Modellversuchsstand Flächengründung

Die Versuchsdurchführung erfolgt ebenfalls unter Aufbringung der in Tabelle 3 aufgeführten Belastungsschritte.

8.5.5 Einzelpfahl

Die Installation des Einzelpfahls erfolgt äquivalent zum Einbau eines Pfahls bei den Kombinierten Pfahl-Plattengründungen. Der Sand wird bis zur Oberkante des Behälters um den Pfahl herum eingebracht und planiert. Der Versuchsaufbau ist in Bild 8.10 zu sehen.

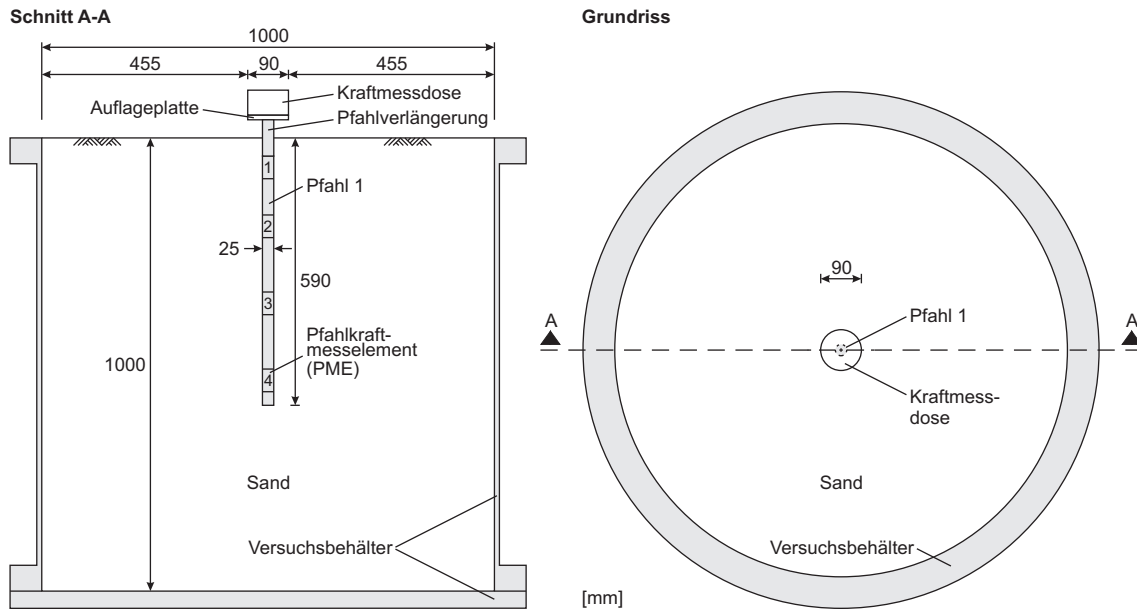


Bild 8.10 Modellversuchsstand Einzelpfahl

Da der Widerstand des Einzelpfahls deutlich geringer ist als bei den drei anderen untersuchten Gründungskonfigurationen, werden bei der Durchführung der Versuche am Einzelpfahl kleinere Lasten aufgebracht (Tabelle 4).

Versuch ohne Ent- und Wiederbelastung (Nummer 1)	
Belastungsschritt	Beschreibung
1	Einbau Sand und Modellgründung
2	Aufbringen einer Setzung von $s = 40 \text{ mm}$
Versuche mit Ent- und Wiederbelastung (Nummern 2-W bis 4-W)	
Belastungsschritt	Beschreibung
1	Einbau Sand und Modellgründung
2	Erstbelastung mit $V = 0,50 \text{ kN}$
3	1. Entlastung ($V = 0$)
4	Wiederbelastung auf $V = 0,50 \text{ kN}$ und Erstbelastung auf $V = 0,75 \text{ kN}$
5	2. Entlastung ($V = 0$)
6	Wiederbelastung auf $V = 0,75 \text{ kN}$ und Erstbelastung auf $V = 1,00 \text{ kN}$
7	3. Entlastung ($V = 0$)
8	Aufbringen einer Setzung von $s = 40 \text{ mm}$

Tabelle 4 Belastungsschritte Modellversuche Einzelpfahl

8.6 Versuchsprogramm

Nach Abschluss umfangreicher Vorversuche zur Überprüfung und Optimierung der Versuchsvorbereitung und -durchführung erfolgte die Umsetzung des eigentlichen Versuchsprogramms.

Eine Übersicht über die insgesamt 16 durchgeführten Versuche unter Angabe der Trocken- und Lagerungsdichte des eingebrachten Sands und der maximal aufgetragenen Last V wird in Tabelle 5 gegeben. Die Einbautrockendichte wird unter Ansatz der durch Wägung bestimmten Masse des insgesamt eingebrachten Sands und des gefüllten Volumens berechnet, das sich aus der Behälter- und der jeweiligen Gründungsgeometrie ergibt.

Gründungs-konfiguration	Versuchs-bezeichnung	Trockendichte ρ_d [g/cm³]	Lagerungsdichte D [-]	Max. Last V [kN]
KPP mit 5 Pfählen	KPP5-1	1,747	0,961	80,10
	KPP5-2-W	1,736	0,925	77,74
	KPP5-3-W	1,741	0,941	77,55
	KPP5-4-W	1,751	0,974	81,98
KPP mit 1 Pfahl	KPP1-1	1,750	0,970	35,57
	KPP1-2-W	1,747	0,961	34,47
	KPP1-3-W	1,751	0,974	37,19
	KPP1-4-W	1,749	0,967	38,84
Flächengründung	FG-1	1,749	0,967	29,64
	FG-2-W	1,748	0,964	31,01
	FG-3-W	1,746	0,957	30,09
	FG-4-W	1,750	0,970	34,42
Einzelpfahl	EP-1	1,741	0,941	2,00
	EP-2-W	1,731	0,908	1,98
	EP-3-W	1,734	0,918	1,87
	EP-4-W	1,739	0,934	1,98

Tabelle 5 Übersicht Modellversuche

Für alle Versuche wurde der Sand in einer sehr dichten Lagerung eingebracht ($D > 0,75$). Dabei beträgt die maximale Abweichung vom Mittelwert der Lagerungsdichte über alle Versuche 4,6 %. Der Mittelwert der Trockendichte des in den Versuchen eingebauten Sands beträgt $\rho_d = 1,74 \text{ g/cm}^3$.

8.7 Ergebnisse der Modellversuche

8.7.1 Allgemeines

Bei der in den folgenden Ergebnisdarstellungen angegebenen Größe der Setzung s handelt es sich stets um das mit dem Wegaufnehmer am Kolben der Hydraulikpresse ermittelte Maß. Die mit der Kraftmessdose gemessene Kraft geht als Last V und die mit den Pfahlkraftmesselementen (PME) gemessenen Kräfte gehen als Pfahlnormalkräfte N in die Auswertungen ein. Der in die Auswertungen eingehende Pfahlplatten-Koeffizient entspricht dem Quotienten aus der Summe der Pfahlwiderstände, die anhand der oberen Pfahlkraftmesselemente ermittelt wurde, zum Gesamtwiderstand der KPP.

Anhand der drei Wegaufnehmer an der Platte werden die Plattenneigung und deren Richtung bestimmt. Die maximal festgestellte Neigung beträgt rd. $0,8^\circ$ und wird bei einer Flächengründung bei einer Setzung von rd. 20 mm festgestellt. Die Richtung der Plattenneigung variiert über alle Versuche, ein systematischer Einfluss des Versuchsaufbaus kann nicht festgestellt werden.

Im Anhang werden die Last-Setzungsbeziehungen aller Versuche einzeln dargestellt.

8.7.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen

Die Ergebnisse der Versuche mit der Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen (KPP5) sind in Bild 8.11 und Bild 8.12 dargestellt.

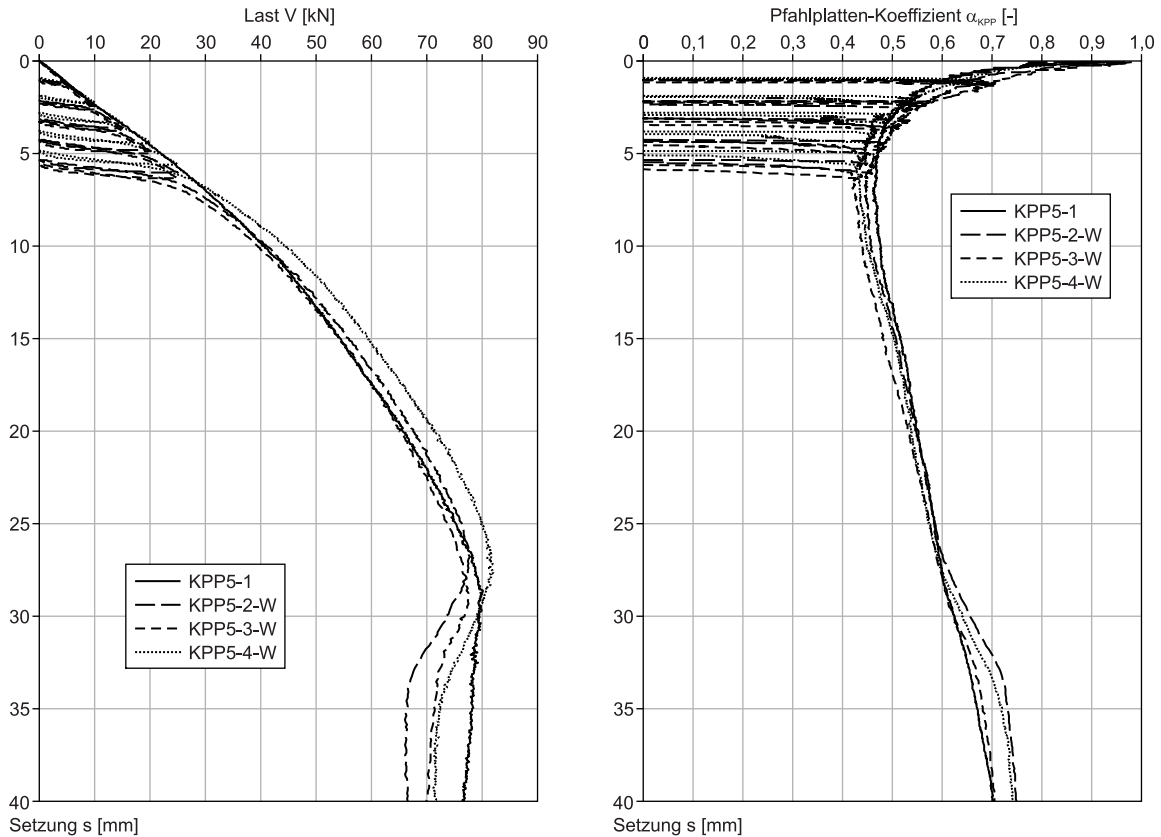


Bild 8.11 Versuchsergebnisse KPP5: Last-Setzungslinien (links), setzungsabhängige Verläufe des Pfahlplatten-Koeffizienten (rechts)

Die maximale Last von $V = 77,55$ kN bis $81,98$ kN wird bei einer Setzung von rd. 28 mm erreicht, was dem 1,12-fachen Pfahldurchmesser ($s = 1,12 \cdot D$) entspricht, und fällt danach bis zum Versuchsende auf minimal rd. 85 % des Maximalwertes ab. Der Verlauf des Pfahlplatten-Koeffizienten verdeutlicht, dass der Lastabtrag zunächst fast vollständig über die Pfähle erfolgt. Mit zunehmender Setzung nimmt der von der Platte abgetragene Lastanteil zunächst zu, um dann ab einer Setzung von rd. 7 mm ($s = 0,28 \cdot D$) wieder abzunehmen.

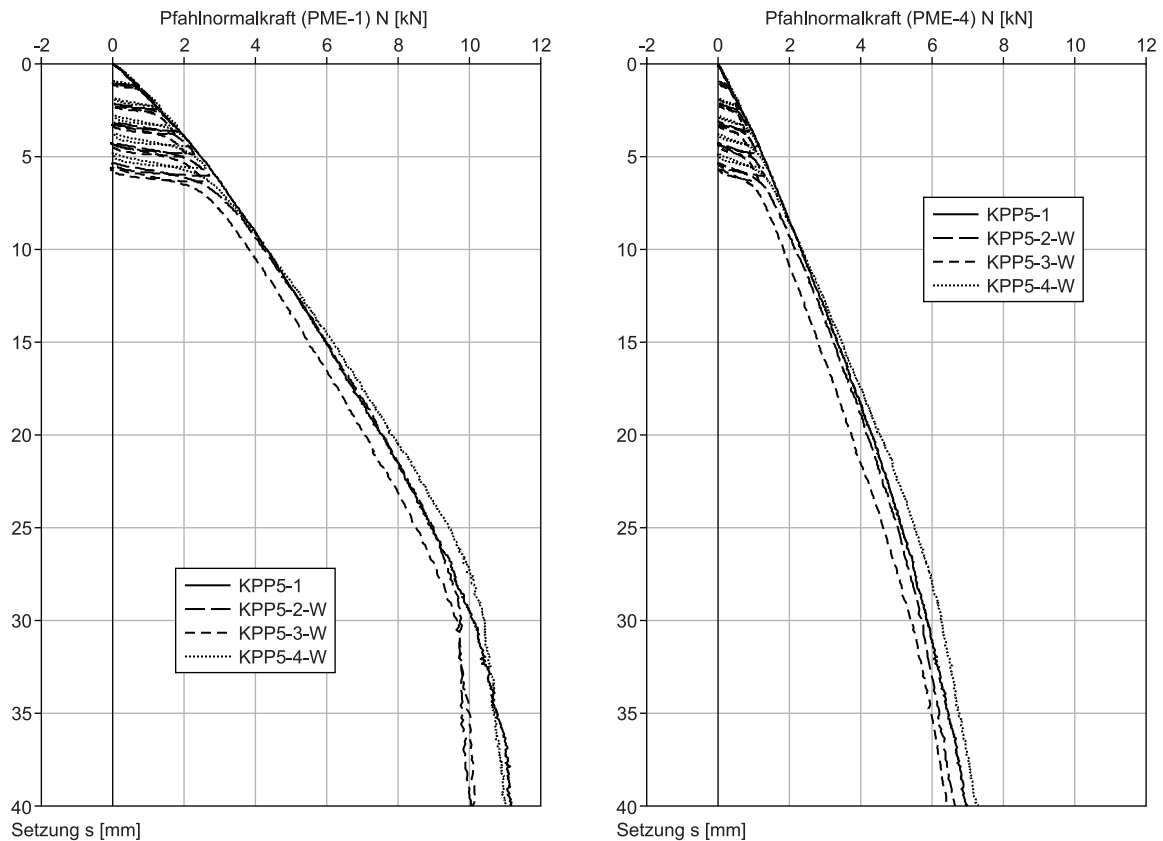


Bild 8.12 Versuchsergebnisse KPP5: Setzungsabhängige Verläufe der Pfahlnormalkräfte im Kopfbereich (PME-1, links) und Fußbereich (PME-4, rechts) des Zentrumpfahls 1

Der setzungsabhängige Verlauf der Normalkraft N , die mit dem Pfahlkraftmesselement PME-1 im Kopfbereich des Zentrumpfahls 1 ermittelt wurde, zeigt bei der Setzung, bei der auch die maximale Last V gemessen wird, einen leichten Knick, der bei der Normalkraft im Fußbereich (PME-4) nicht zu beobachten ist. Dies verdeutlicht, dass der Fußwiderstand auch nach dem Erreichen der maximalen Last V mit zunehmender Setzung in gleichem Maße weiter zunimmt, während der Pfahlmantelwiderstand nahezu stagniert, teilweise sogar abnimmt. In den Randpfählen wird dies ebenfalls festgestellt (siehe Anhang).

Infolge der Entlastungen kommt es zu geringen Zugkräften in den Pfählen von bis zu $N = -0,16$ kN, was auf eine Verspannung des Pfahls im Sand zurückgeführt wird.

8.7.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl

In Bild 8.13 und Bild 8.14 erfolgt die Zusammenstellung der Versuchsergebnisse zu der Kombinierten Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl (KPP1).

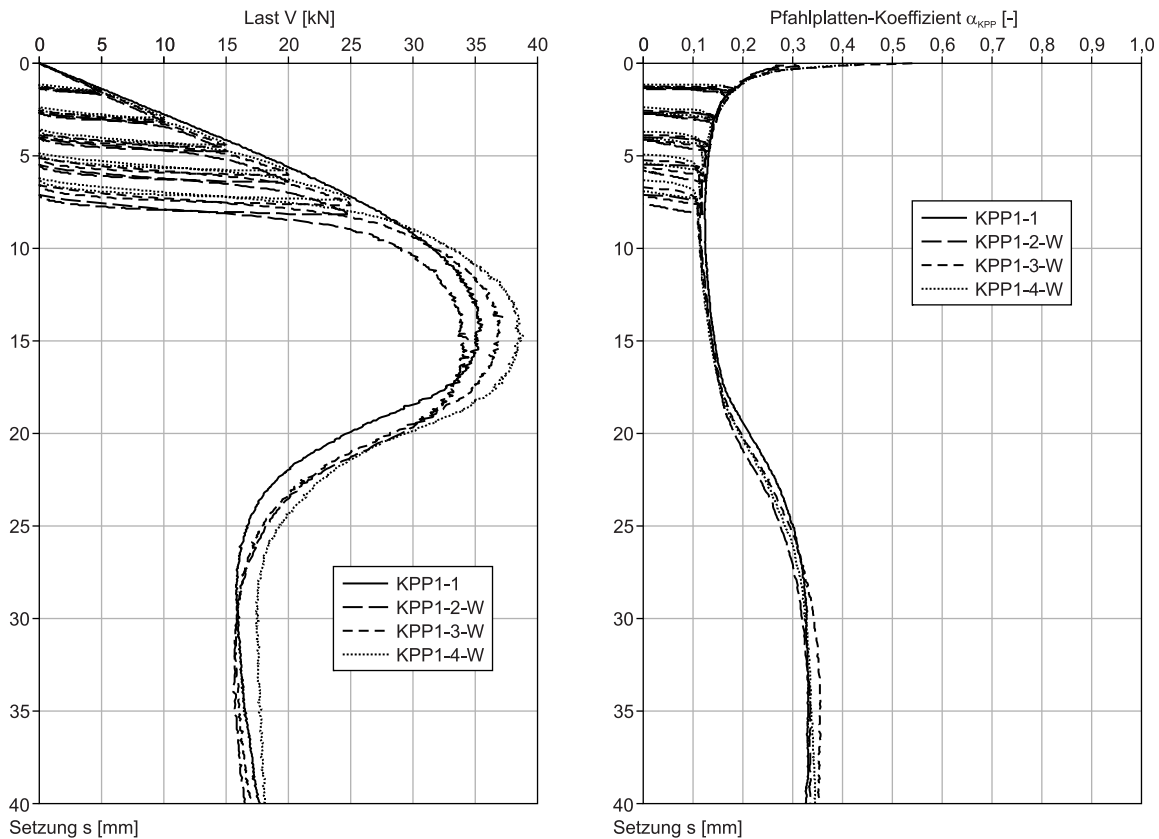


Bild 8.13 Versuchsergebnisse KPP1: Last-Setzungslinien (links), setzungsabhängige Verläufe der Pfahlplatten-Koeffizienten (rechts)

Die maximal Last von $V = 34,47$ kN bis $38,84$ kN wird bei einer Setzung von rd. 15 mm erreicht, was dem 0,6-fachen Pfahldurchmesser ($s = 0,60 \cdot D$) entspricht, und fällt danach bis zum Versuchsende auf minimal rd. 42 % des Maximalwertes ab. Die festgestellten Kurvenverläufe weichen deutlich von denen bei der KPP mit fünf Pfählen beobachteten ab und haben eher eine Ähnlichkeit zu denen der Flächengründung. Der vom Pfahl abgetragene Lastanteil, der durch den Pfahlplatten-Koeffizienten beschrieben wird, beträgt zu Versuchsbeginn rd. 28 % bis 54 %, nimmt dann bis zu einer Setzung von rd. 8 mm ($s = 0,32 \cdot D$) zunächst ab, steigt mit zunehmender Setzung wieder an und erreicht bei einer Setzung von rd. 35 mm ($s = 1,40 \cdot D$) ein lokales Maximum von rd. 33 %.

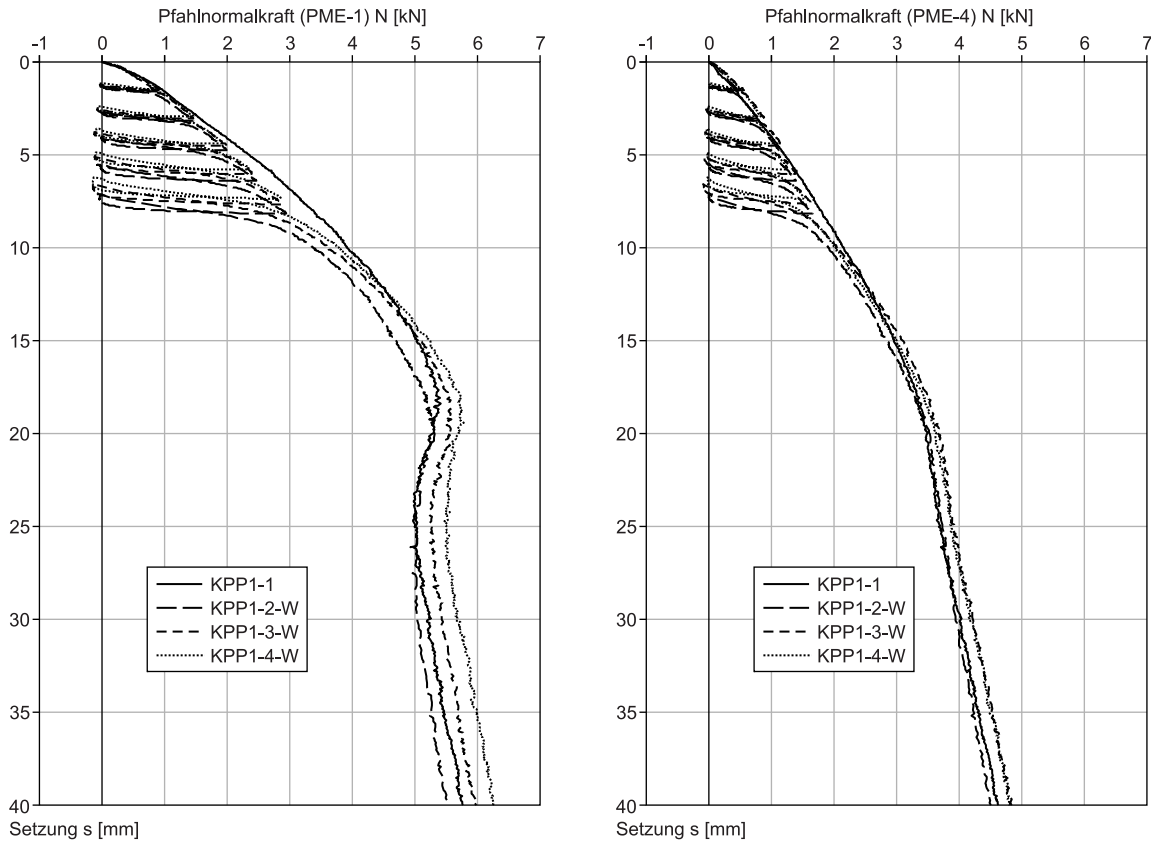


Bild 8.14 Versuchsergebnisse KPP1: Setzungsabhängige Verläufe der Pfahlnormalkräfte im Kopfbereich (PME-1, links) und Fußbereich (PME-4, rechts) des Pfahls

Im setzungsabhängigen Verlauf der Normalkraft im Kopfbereich des Pfahls (Pfahlkraftmesselement PME-1) wird bei einer Setzung von rd. 18 mm bis 20 mm ein lokales Maximum beobachtet. Bei dieser Setzung, die rd. 3 mm größer als die Setzung bei dem Erreichen der maximalen Last V ist (vgl. Bild 8.13), wird im Pfahlfußbereich (PME-4) nur ein minimaler Knick festgestellt.

Das beobachtete Phänomen eines lokalen Maximums des Pfahlwiderstandes wurde bereits von Fioravante et al. (2008) bei Modellversuchen an einer KPP mit einem Pfahl festgestellt, die in einer Zentrifuge durchgeführt wurden.

Wie bei den Versuchen zur KPP mit fünf Pfählen verursachen die Entlastungen Zugkräfte von bis zu $N = -0,15$ kN.

8.7.4 Flächengründung

Die mit den Versuchen an Flächengründungen ermittelten Last-Setzungslinien sind in Bild 8.15 dargestellt. Die maximal Last von $V = 29,64 \text{ kN}$ bis $34,42 \text{ kN}$ wird bei einer Setzung von rd. 14 mm erreicht und fällt danach bis zum Versuchsende auf minimal rd. 32% des Maximalwertes ab.

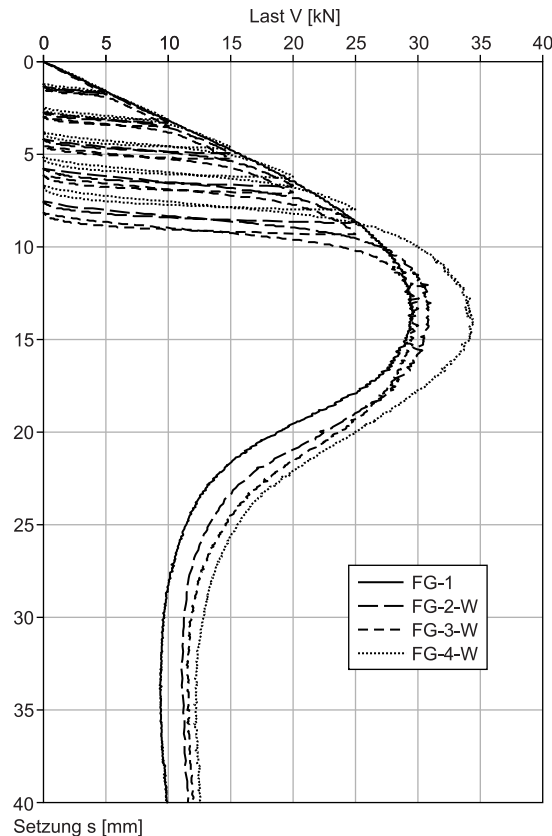


Bild 8.15 Versuchsergebnisse FG: Last-Setzungslinie

Die maximale Last wird bei einer vergleichbaren Setzung von rd. 13 mm bis 15 mm wie bei der KPP mit einem Pfahl erreicht, wobei die mit der Flächengründung erreichte maximale Last geringer ist.

8.7.5 Einzelpfahl

Die mit den Versuchen am Einzelpfahl gewonnenen Last-Setzungslinien zeigen bei einer Setzung von rd. $2,5 \text{ mm}$ einen Übergang zu einem steiler abfallenden, dann nahezu geradlinigen Verlauf (Bild 8.16). Dieses Setzungsmaß entspricht dem 0,1-fachen Pfahldurchmesser ($s = 0,1 \cdot D$) und korreliert mit der Grenzsetzung nach EA-Pfähle (2012). Die Grenzlast beträgt bei allen Versuchen rd. $0,7 \text{ kN}$ bis $0,8 \text{ kN}$.

Bei der Endsetzung von 40 mm wird eine Last von rd. 1,9 kN erreicht.

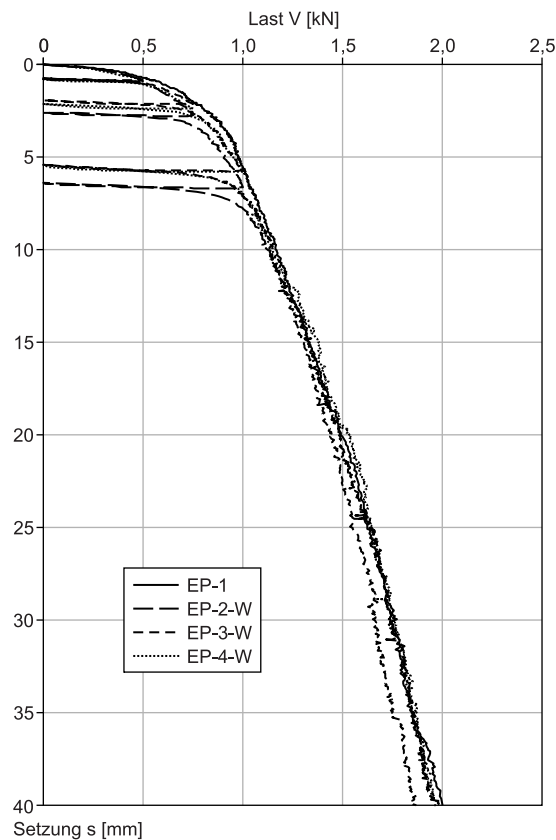


Bild 8.16 Versuchsergebnisse EP: Last-Setzungslinie

Die über die Kraftmessdose ermittelte Last-Setzungslinie entspricht weitgehend dem Verlauf der Pfahlnormalkraft, die mit dem Pfahlkraftmesselement PME-1 im Kopfbereich des Pfahls gemessen wird. Das zeigt, dass im Bereich zwischen PME-1 und der Sandoberfläche kaum Lastanteile über Pfahlmantelreibung abgetragen werden (Bild 8.17). Nach den Entlastungen werden keine beziehungsweise nur sehr geringe Zugkräfte im Einzelpfahl festgestellt.

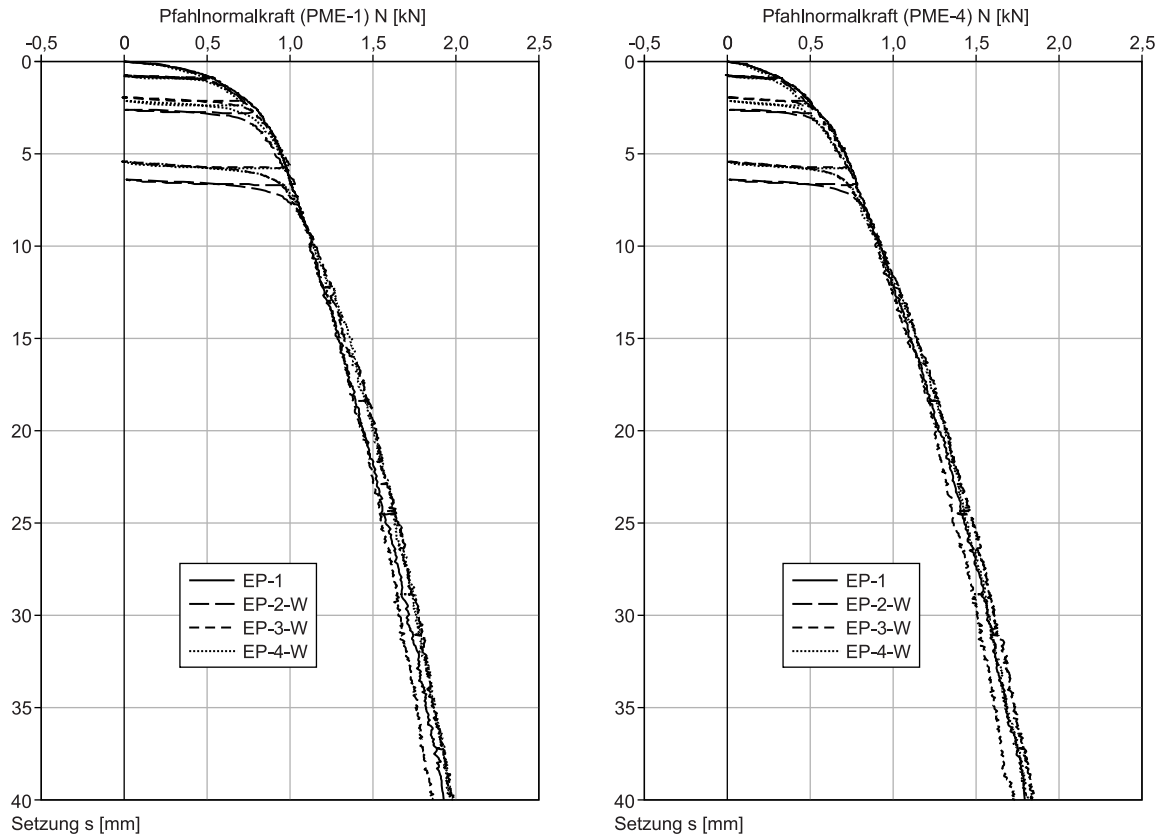


Bild 8.17 Versuchsergebnisse EP: Setzungsabhängige Verläufe der Pfahlnormalkräfte im Kopfbereich (PME-1, links) und Fußbereich (PME-4, rechts) des Pfahls

8.7.6 Vergleich und Bewertung

8.7.6.1 Allgemeine Bewertung

Zur Beurteilung der Reproduzierbarkeit der durchgeführten Versuche werden in Tabelle 6 für die Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und die Flächengründung die Abweichungen vom Mittelwert der während der Versuchsausführung jeweils maximal aufgetragenen Last V (Peak-Last) und der Setzung bei Erstbelastung auf $V = 25$ kN nach Ent- und Wiederbelastung aufgelistet. In Tabelle 7 erfolgt diese Auflistung für den Einzelpfahl; hier werden die Abweichungen vom Mittelwert der jeweils bei der maximalen Setzung von $s = 40$ mm aufgetragenen Last V und der Setzung bei Erstbelastung auf $V = 1$ kN nach Ent- und Wiederbelastung dargestellt.

Gründungs- konfiguration	Versuchs- bezeichnung	Abweichung vom Mittelwert der	
		maximalen Last V (Peak-Last)	Setzung bei Erstbelastung auf V = 25 kN nach Ent- und Wiederbelastung
KPP mit 5 Pfählen	KPP5-1	1,0 %	-
	KPP5-2-W	2,0 %	0,8 %
	KPP5-3-W	2,3 %	6,3 %
	KPP5-4-W	3,3 %	7,1 %
	mittlere Abweichung	2,1 %	4,7 %
KPP mit 1 Pfahl	KPP1-1	2,6 %	-
	KPP1-2-W	5,6 %	6,0 %
	KPP1-3-W	1,8 %	1,0 %
	KPP1-4-W	6,4 %	5,0 %
	mittlere Abweichung	4,1 %	4,0 %
Flächengründung	FG-1	5,3 %	-
	FG-2-W	0,9 %	0,5 %
	FG-3-W	3,8 %	7,5 %
	FG-4-W	10,0 %	8,1 %
	mittlere Abweichung	5,0 %	5,4 %

Tabelle 6 Abweichungen vom Mittelwert KPP und Flächengründung

Gründungs- konfiguration	Versuchs- bezeichnung	Abweichung vom Mittelwert der	
		Last V bei Setzung s = 40 mm	Setzung bei Erstbelastung auf V = 1 kN nach Ent- und Wiederbelastung
Einzelpfahl	EP-1	2,2 %	-
	EP-2-W	1,1 %	9,8 %
	EP-3-W	4,5 %	5,1 %
	EP-4-W	1,1 %	4,6 %
	mittlere Abweichung	2,2 %	6,5 %

Tabelle 7 Abweichungen vom Mittelwert Einzelpfahl

Für alle vier Konfigurationen wird jeweils eine gute Reproduzierbarkeit der Versuchsergebnisse festgestellt.

Bei Versuch FG-4-W treten im Vergleich zu den anderen in Tabelle 6 aufgeführten Versuchen die größten Abweichungen vom Mittelwert auf. Außer der bei diesem Versuch vergleichsweise hohen Lagerungsdichte (vgl. Tabelle 5) liegen jedoch keine Erkenntnisse vor, welche die Aussagekraft dieses Versuchs einschränken würden.

Bei den Versuchen am Einzelpfahl fällt die vergleichsweise hohe Abweichung der Setzung bei Erstbelastung auf $V = 1 \text{ kN}$ nach Ent- und Wiederbelastung im Versuch EP-2-W auf. Hier ist anzumerken, dass bei den vier Versuchen bei einer Last von $V = 1 \text{ kN}$ Setzungen im Bereich von 5,7 mm bis 6,7 mm gemessen wurden, die über der Grenzsetzung von 2,5 mm ($s = 0,1 \cdot D$) liegen (vgl. Kapitel 8.7.5). Im Bereich des eintretenden Grenzzustands wird die beobachtete Abweichung als akzeptabel angesehen.

Ein signifikantes tendenzielles Abweichen der Versuche mit Ent- und Wiederbelastungsschleifen von den Versuchen ohne diese Schleifen ist im Bereich nach Abschluss der letzten Schleife bei den jeweiligen Gründungskonfigurationen und auch bei einem Vergleich über die vier Konfigurationen hinweg nicht erkennbar.

8.7.6.2 Last-Setzungslinien

Für einen Vergleich der mit den vier untersuchten Gründungskonfigurationen ermittelten Last-Setzungslinien wurde jeweils ein als repräsentativ angesehener Versuch ausgewählt und grafisch aufgetragen. In Bild 8.18 sind die Last-Setzungslinien getrennt für die Versuche mit und ohne Ent- und Wiederbelastung dargestellt.

Bei den Versuchen mit Flächengründung (FG) ist der Grenzwert der Tragfähigkeit jeweils als eindeutiges Maximum der Last V identifizierbar. Danach kommt es zu einer deutlichen Lastabnahme, die Bachmann (2009) bei den von ihm im Modellversuch untersuchten Streifenfundamenten mit einer Breite von 5,0 cm auf sehr dicht gelagertem Darmstädter Sand in vergleichbarer Größenordnung feststellt und als Entfestigung bezeichnet.

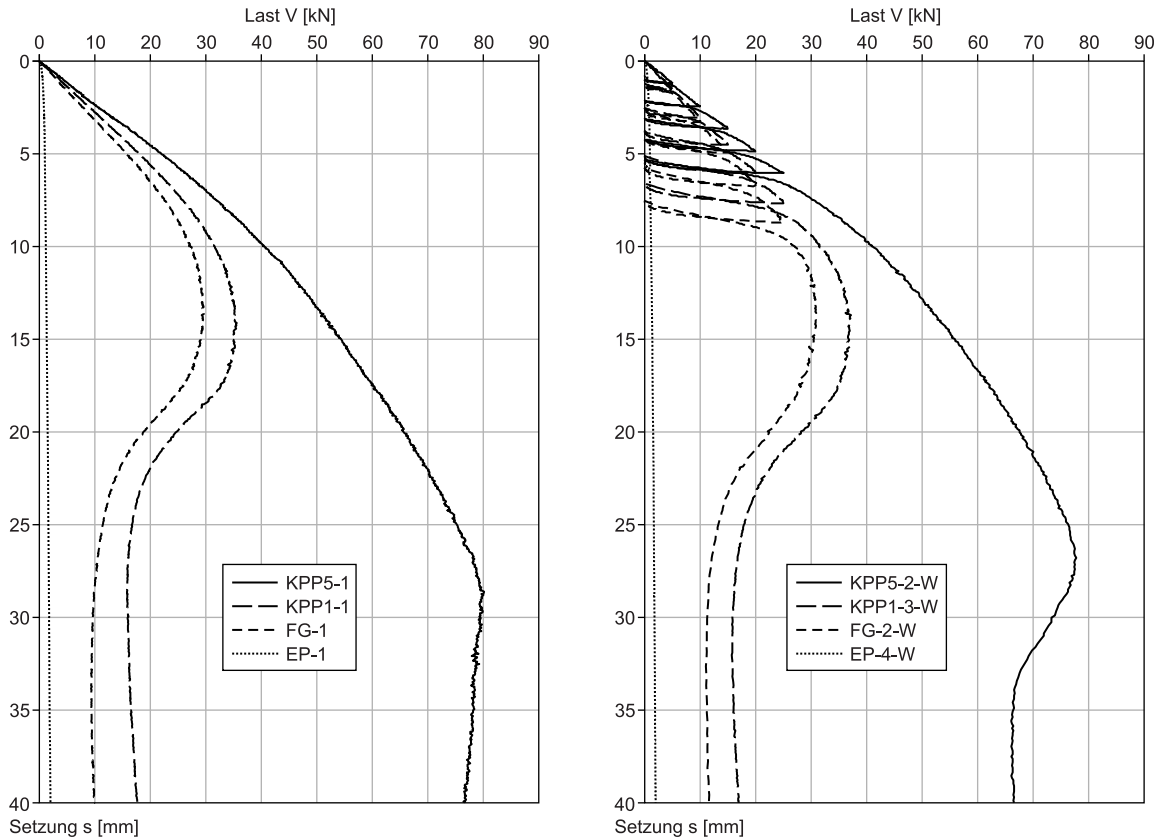


Bild 8.18 Vergleich der Last-Setzungslinien der Versuche ohne (links) und mit Ent- und Wiederbelastungsschleifen (rechts)

Die Last-Setzungslinien der KPP mit einem Pfahl (KPP1) zeigen ähnliche Verläufe wie die der Flächengründung (FG), die KPP1 weist aber erwartungsgemäß höhere Grenzlasten und geringere Setzungen auf. Bei der Erstbelastung auf 25 kN liegt die Setzung bei den Versuchen zur KPP1 mit Ent- und Wiederbelastung rd. 10 % unter der äquivalenten Setzung der Flächengründung. Das Tragverhalten dieser Gründungskonfiguration ist im Wesentlichen durch das der Platte geprägt, was mit den festgestellten, vergleichsweise niedrigen Werten des Pfahlplatten-Koeffizienten bestätigt wird; dieser beträgt bei dem Erreichen der maximalen Last rd. $\alpha_{KPP} = 0,14$ (vgl. Bild 8.13). Die Tragfähigkeitszunahme gegenüber der FG ist größer als die Tragfähigkeit des Einzelpfahls bei gleichem Setzungsmaß.

Die Last-Setzungslinie der KPP mit fünf Pfählen (KPP5) zeigt im Vergleich zur KPP1 eine rund doppelt so große maximale Last, die erst bei rund der doppelten Setzung erreicht wird. Nach dem Erreichen der maximalen Last ist bei der KPP5 eine geringere relative Lastabnahme als bei der KPP1 zu beobachten. Bei der Erstbelastung auf 25 kN liegt die Setzung bei den Versuchen zur KKP5 mit Ent- und Wiederbelastung rd. 30 % unter der äquivalenten Setzung der Flächengründung.

Bei den Versuchen mit dem Einzelpfahl ist mit zunehmender Setzung, die durch die Hydraulikpresse erzeugt wird, ein Ansteigen der aufgenommenen Last festzustellen. Der Widerstand des Einzelpfahls liegt deutlich unter denen der übrigen untersuchten Gründungskonfigurationen; so entspricht der Pfahlwiderstand bei der Grenzsetzung von 2,5 mm rd. 10 % des Widerstands der Flächengründung bei dieser Setzung.

Bei sämtlichen Versuchen wird bei den Ent- und Wiederbelastungen ein typisches, deutlich steiferes Verformungsverhalten als bei der Erstbelastung beobachtet. Im Anschluss an eine Wiederbelastung nähert sich die Last-Setzungskurve wieder der Kurve des Versuchs ohne Ent- und Wiederbelastungen an.

Begaj & McNamara (2011) führen Modellversuche in einer Zentrifuge durch, mit denen sie das Tragverhalten von Pfählen in Ton bei Erst- und Wiederbelastung sowie unter Einsatz von zusätzlichen Pfählen zur Tragfähigkeitssteigerung untersuchen. Sie stellen unter anderem fest, dass der Pfahlwiderstand von wiederbelasteten Pfählen im Vergleich zur Erstbelastung bei gleicher Setzung um rd. 20 % zunimmt und dass die Grenztragfähigkeit von vorbelasteten Pfählen rd. 15 % geringer ist als von erstbelasteten.

Mit den Versuchen wird wie erwartet bei Wiederbelastungen ein steiferes Setzungsverhalten beobachtet, eine eindeutige Zunahme der Grenztragfähigkeit kann allerdings nicht festgestellt werden.

8.7.6.3 Pfahlnormalkräfte

In Bild 8.19 sind die setzungsabhängigen Verläufe der Pfahlnormalkraft im Pfahlkraftmesselement PME-1 im Bereich des Pfahlkopfes des Zentrumsfahls der KPP mit fünf Pfählen, des Pfahls der KPP mit einem Pfahl und des Einzelpfahls EP dargestellt.

Die Pfähle einer KPP nehmen ab einer Setzung von rd. 1 mm deutlich höhere Normalkräfte auf als der Einzelpfahl. Die bei den Versuchen mit KPP ermittelten Pfahlnormalkräfte liegen bis zu einer Setzung von rd. 5 mm auf vergleichbarem Niveau. Mit größer werdender Setzung nimmt die Normalkraft im Pfahl der KPP mit einem Pfahl gegenüber der im Zentrumsfahl der KPP mit fünf Pfählen deutlich ab und erreicht bei rd. 18 mm ein lokales Maximum. Ein solches lokales Maximum wird bei dem Einzelpfahl nicht beobachtet und wird mit dem Tragverhalten der Platte in Verbindung gebracht, die als Flächengründung bei einer Setzung von rd. 14 mm dieses Maximum aufweist.

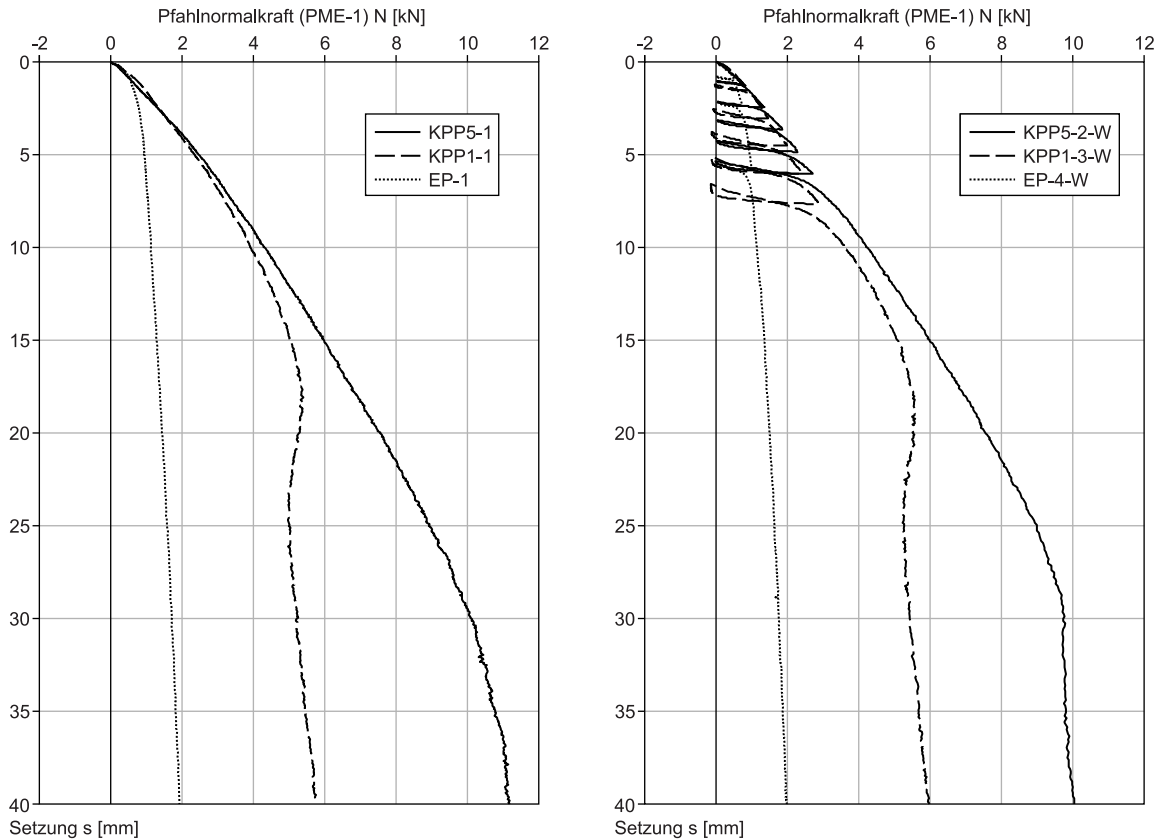


Bild 8.19 Vergleich des setzungsabhängigen Verläufe der Pfahlnormalkräfte der Versuche ohne (links) und mit Ent- und Wiederbelastungsschleifen (rechts) im Pfahlkopfbereich (PME-1)

Die setzungsabhängigen Verläufe der Pfahlnormalkraft in PME-4 im Bereich des Pfahlfußes (Bild 8.20) zeigen noch deutlich den Einfluss der jeweiligen Gründungskonfiguration, im Vergleich zu den Pfahlnormalkräften im Pfahlkopfbereich sind die Differenzen jedoch geringer.

Zur Visualisierung der über Pfahlmantelreibung abgetragenen Last ist die Lastdifferenz zwischen PME-1 und PME-4 für die Versuche ohne Ent- und Wiederbelastung in Bild 8.20 (links) jeweils als grau angelegte Fläche dargestellt. Deutlich werden hier der Einfluss der Pfahl-Platten-Interaktion und die damit einhergehende Zunahme der Pfahlmantelreibung durch den Vergleich der Flächen ΔN_{EP} zu ΔN_{KPP1} beziehungsweise ΔN_{KPP5} . Aus der Sohlspannung unter der Platte resultiert im Mantelbereich des Pfahls einer KPP ein gegenüber dem Einzelpfahl höheres Spannungsniveau, welches den höheren Mantelwiderstand verursacht.

Durch den Vergleich der Flächen ΔN_{KPP1} zu ΔN_{KPP5} ist der Einfluss der zusätzlichen Pfahl-Pfahl-Interaktion zu erkennen, die im Vergleich zum Pfahl der KPP1 zu einer größeren Pfahlmantelreibung bei dem betrachteten Zentrumspfahl der KPP5 führt. Bei dem

Zentrumspfohl der KPP5 nimmt die Mantelreibung mit zunehmender Setzung kontinuierlich weiter zu, während bei der KPP1 ein Rückgang zu erkennen ist.

Die bei dem Einzelpfohl über Pfahlmantelreibung abgetragene Kraft (ΔN_{EP}) ändert sich mit zunehmender Setzung nur geringfügig, während der Fußwiderstand mit der Setzung stetig zunimmt.

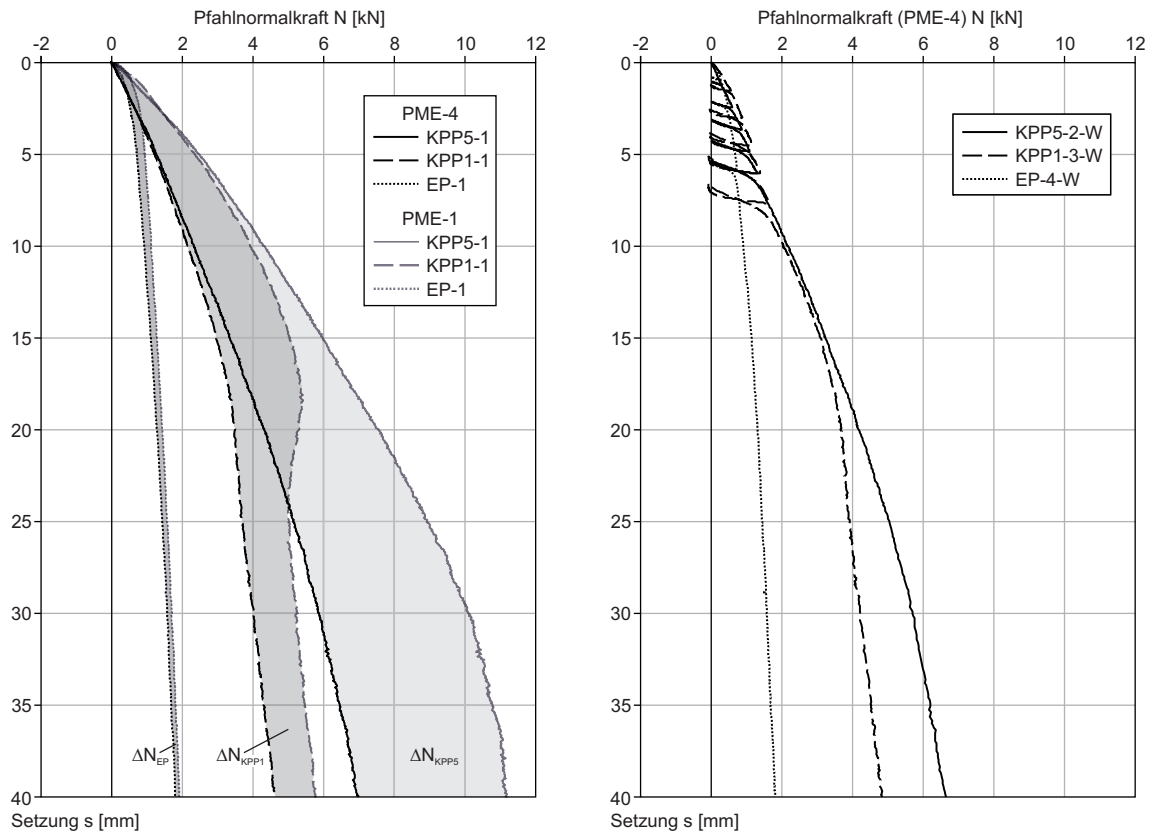


Bild 8.20 Vergleich des setzungsabhängigen Verläufe der Pfahlnormalkräfte der Versuche ohne (links) und mit Ent- und Wiederbelastungsschleifen (rechts) im Pfahlfußbereich (PME-4)

Die Ent- und Wiederbelastungsschleifen haben keinen nennenswerten Einfluss auf den anschließenden Verlauf der Pfahlnormalkräfte.

9 Numerische Simulation der Modellversuche

9.1 Ziele

Im Folgenden werden die numerischen Simulationsberechnungen zu den zuvor vorgestellten Modellversuchen beschrieben. Die Berechnungen werden durchgeführt, um die Eignung des gewählten Stoffgesetzes zur Abbildung des Verformungsverhaltens des sehr dicht gelagerten Darmstädter Sands sowie der Ent- und Wiederbelastungsvorgänge zu prüfen, die zur Simulation einer Wiedernutzung von Bestandsgründungen in den Modellversuchen untersucht werden.

9.2 Allgemeines

Die kontinuumsmechanischen Simulationsberechnungen werden mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) unter Anwendung des Programmsystems Abaqus 6.12-1 (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2012) durchgeführt. Die FEM ermöglicht die Berechnung komplexer geotechnischer Modelle mit variablen Randbedingungen. Zur Simulation des Last-Verformungsverhaltens der Modellversuche mit der FEM wird das zu untersuchende Kontinuum, bestehend aus Bodenvolumen und den im Boden eingebetteten Gründungselementen, in eine endliche Anzahl von Elementen unterteilt, die über Knoten miteinander verbunden sind.

Durch die Vorgabe von Randbedingungen, die unter anderem zur Abbildung der Belastungswechsel mit den Berechnungsschritten variieren, und unter Beachtung der kinematischen Kompatibilität und der Gleichgewichtsbedingungen an den Knoten kann das Gesamtsystem berechnet werden. Die Grundlagen der FEM werden u.a. in Bathe (2002) umfassend erläutert.

Das mechanische Verhalten des abgebildeten Materials wird durch ein Stoffgesetz, das die Spannungen mit den Verzerrungen verknüpft, beschrieben und elementweise unter Anwendung dieses Stoffgesetzes berechnet. Der möglichst realitätsnahen Abbildung des Materialverhaltens des Bodens ist bei geotechnischen Simulationsberechnungen eine fundamentale Bedeutung zuzumessen.

9.3 Geometrie und Randbedingungen

Die numerischen Simulationen erfolgen mit einem dreidimensionalen FE-Modell unter Berücksichtigung von zwei Symmetrieebenen (Bild 9.1). Dies ermöglicht die Nutzung

einer FE-Netzgeometrie für alle Konfigurationen der Modellgründung. Der Versuchsbehälter wird als starr angesehen und über die Wahl der Randbedingungen im FE-Modell berücksichtigt. Den FE-Knoten, die in den Symmetrieebenen und der Kontaktfläche des Sands zum Boden des Versuchsbehälters liegen, wird eine einwertige unverschiebliche Lagerung in flächennormaler Richtung zugewiesen. Den Knoten, die sich in der Kontaktfläche des Sands zum Zylinder des Versuchsbehälters befinden, wird eine solche Lagerung in radialer Richtung vorgegeben.

Im Rahmen der durchgeführten Simulationsberechnungen werden ausschließlich dreidimensionale Kontinuumsэлеmente mit acht Knoten und linearem Verschiebungsansatz verwendet (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2012).

Der volle Pfahlquerschnitt wird mit vier Kontinuumsэлеmenten abgebildet, wobei der Umfang des achteckigen Pfahlquerschnitts im FE-Modell dem des kreisrunden im Modellversuch entspricht (Bild 9.2). Die im FE-Modell abgebildete achteckige Pfahlfußfläche ist rd. 5 % kleiner als die tatsächlich kreisrunde Fläche im Modellversuch. Der achteckige Querschnitt aus vier Elementen hat insbesondere beim Einzelpfahl gegenüber einem quadratischen Querschnitt aus einem Element zu einer besseren Abbildung der in den Modellversuchen festgestellten Last-Setzungslinien geführt.

Die Kontinuumsэлеmente der Gründungselemente und des angrenzenden Sands sind über die Knoten direkt miteinander verbunden, so dass Relativverschiebungen der Knoten in der jeweiligen Kontaktfläche nicht möglich sind. Hier auftretende Schervorgänge werden von den Kontinuumsэлеmenten mit dem zugeordneten Stoffgesetz des Bodens abgebildet. Dieses Modell wird als idealer Kontakt bezeichnet und umfassend von Reul (2000) erläutert.

Katzenbach et al. (2007) erläutern den Einfluss der Netzdiskretisierung in der Kontaktzone auf das abgebildete Pfahltragverhalten. Die Breite der Kontinuumsэлеmente des Sands am Pfahlschaft wurde in vorab durchgeführten Berechnungen mit $d = 0,2 \cdot r$, $d = 0,4 \cdot r$ und $d = 0,6 \cdot r$ bei sonst weitgehend unveränderter Netzgeometrie variiert. Die in den Modellversuchen festgestellten Last-Setzungslinien wurden beim Einzelpfahl und bei der KPP mit fünf Pfählen am besten mit einer Breite von $d = 0,4 \cdot r$ abgebildet. Bei der KPP mit einem Pfahl ergaben sich infolge dieser Variation keine nennenswerten Unterschiede. Bei allen hier durchgeführten Finite-Elemente-Berechnungen wird die Breite der Kontinuumsэлеmente am Pfahlschaft daher mit $d = 0,4 \cdot r$ angesetzt (Bild 9.2).

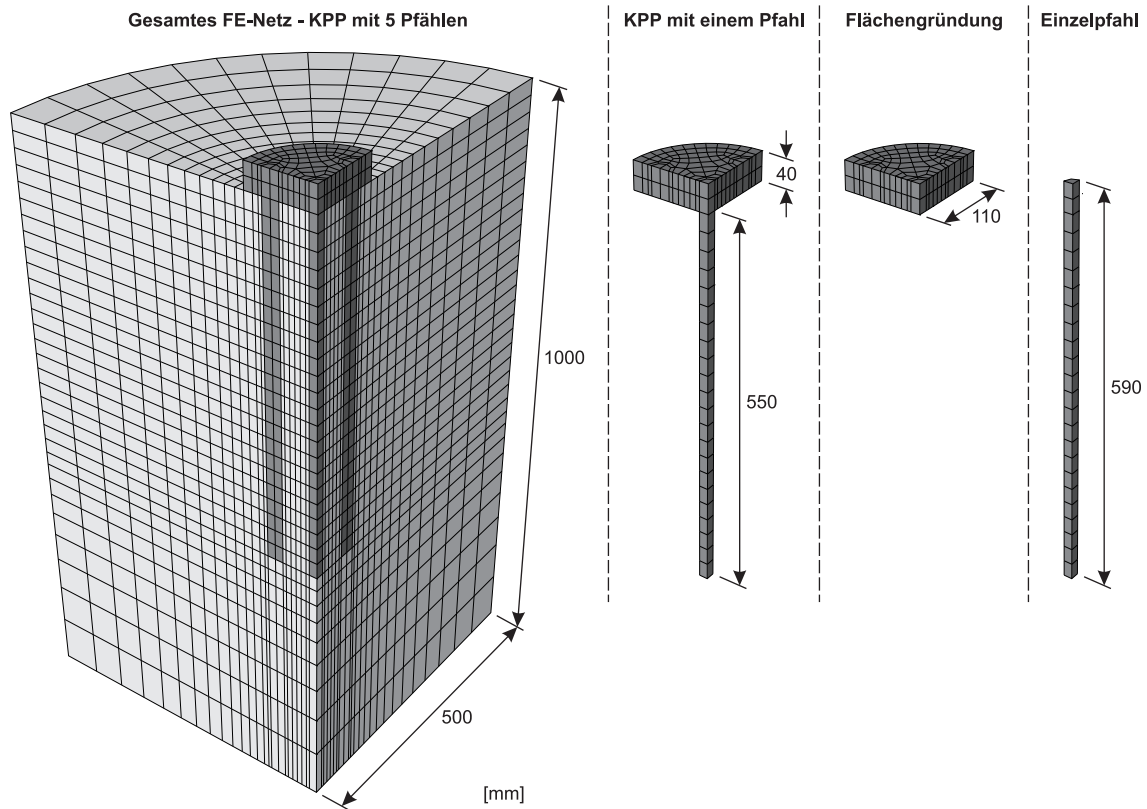


Bild 9.1 FE-Netz zur Simulation der Modellversuche, Gründungskonfigurationen

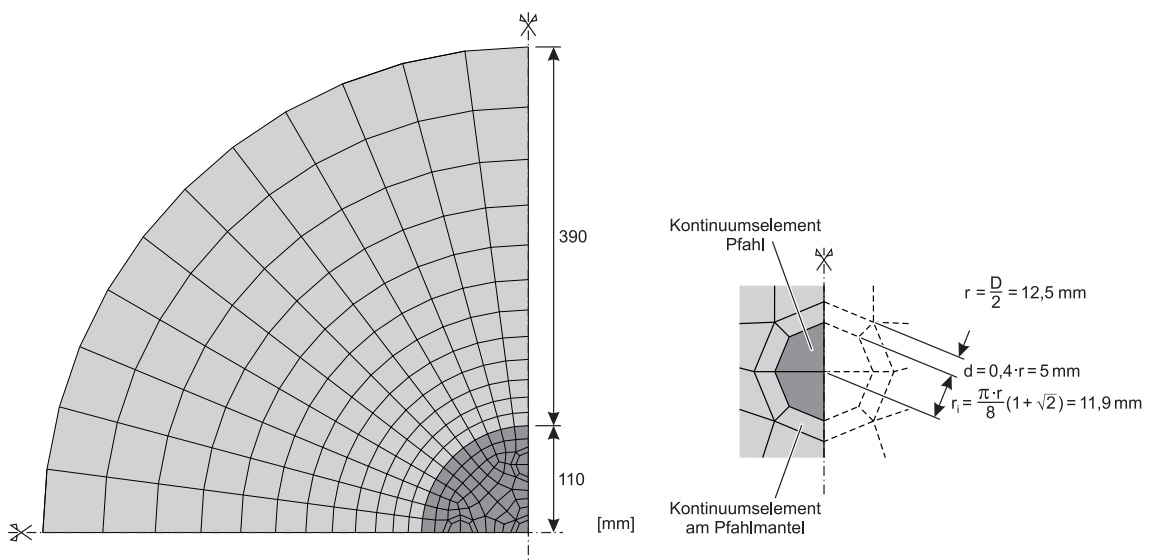


Bild 9.2 FE-Netz zur Simulation der Modellversuche, Diskretisierung Pfähle

Die Platte wird entsprechend der Modellgründung als massives Bauteil ebenfalls mit Kontinuumsselementen abgebildet. Zur Abbildung der auf die Modellgründung wirkenden Belastung wird eine Kraft beziehungsweise Verschiebung auf den Zentrums-knoten der Plattenoberfläche aufgebracht. Die aus dem Sand oberhalb der Plattenunterkante resultierende Auflast wird in den Simulationen durch eine Flächenlast äquivalenter Größe berücksichtigt.

9.4 Berechnungsschritte

Die in den numerischen Simulationsberechnungen gewählten Berechnungsschritte sind für die Kombinierten Pfahl-Plattengründungen und die Flächengründung in Tabelle 8 und für den Einzelpfahl in Tabelle 9 aufgelistet.

Versuche ohne Ent- und Wiederbelastung (Nummer 1)		
Berechnungsschritt	Beschreibung	Lastart
1	Ausgangsspannungszustand Boden	Eigengewicht
2	Einbau der Modellgründung	Eigengewicht
3	Aufbringen einer Setzung von $s = 10 \text{ mm}$	weggesteuert
Versuche mit Ent- und Wiederbelastung (Nummern 2-W bis 4-W)		
Berechnungsschritt	Beschreibung	Lastart
1	Verformungsfreier Ausgangsspannungszustand	Eigengewicht
2	Einbau der Modellgründung	Eigengewicht
3	Erstbelastung mit $V = 5 \text{ kN}$	kraftgesteuert
4	1. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
5	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 10 \text{ kN}$	kraftgesteuert
6	2. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
7	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 15 \text{ kN}$	kraftgesteuert
8	3. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
9	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 20 \text{ kN}$	kraftgesteuert
10	4. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
11	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 25 \text{ kN}$	kraftgesteuert
12	5. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
13	Aufbringen einer Setzung von $s = 10 \text{ mm}$	weggesteuert

Tabelle 8 Berechnungsschritte Modellversuche Kombinierte Pfahl-Plattengründungen und Flächengründung

Im ersten Berechnungsschritt wird der Ausgangsspannungszustand infolge des Eigengewichtes des eingerieselten Sands ohne die Modellgründungen berechnet. Diese werden im zweiten Schritt durch den Austausch der entsprechenden Kontinuumsselemente des

Sands durch die Kontinuumsselemente zur Abbildung der Modellgründungen in der Simulationsberechnung berücksichtigt. In diesem Schritt werden die Verformungen infolge des Eigengewichtes der Modellgründungselemente sowie der jeweils aufliegenden Teile der Belastungseinrichtung berechnet.

Die anschließenden Berechnungsschritte werden gemäß den in den Modellversuchen aufgetragenen Lastschritten durchgeführt (siehe Tabelle 3 und Tabelle 4). Im jeweils letzten Berechnungsschritt wird im Hinblick auf eine Abbildung des für die Gebrauchstauglichkeit der Gründungen relevanten Last-Setzungsverhaltens eine Verschiebung auf 10 mm vorgegeben.

Versuche ohne Ent- und Wiederbelastung (Nummer 1)		
Berechnungsschritt	Beschreibung	Lastart
1	Ausgangsspannungszustand Boden	Eigengewicht
2	Einbau der Modellgründung	Eigengewicht
3	Aufbringen einer Setzung von $s = 10 \text{ mm}$	weggesteuert
Versuche mit Ent- und Wiederbelastung (Nummern 2-W bis 4-W)		
Berechnungsschritt	Beschreibung	Lastart
1	Verformungsfreier Ausgangsspannungszustand	Eigengewicht
2	Einbau der Modellgründung	Eigengewicht
3	Erstbelastung mit $V = 0,50 \text{ kN}$	kraftgesteuert
4	1. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
5	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 0,75 \text{ kN}$	kraftgesteuert
6	2. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
7	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 1,00 \text{ kN}$	kraftgesteuert
8	3. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
9	Aufbringen einer Setzung von $s = 40 \text{ mm}$	kraftgesteuert
10	4. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
11	Wiederbelastung und Erstbelastung auf $V = 25 \text{ kN}$	kraftgesteuert
12	5. Entlastung ($V = 0$)	kraftgesteuert
13	Aufbringen einer Setzung von $s = 10 \text{ mm}$	weggesteuert

Tabelle 9 Berechnungsschritte Modellversuche Einzelpfahl

9.5 Stoffgesetze

9.5.1 Allgemeines

Zur Abbildung der Materialeigenschaften des im Modellversuch eingebauten Sands und der Material- und Bauteileigenschaften der Modellgründungen werden zwei unterschiedliche Stoffgesetze genutzt. Gemäß der in der Bodenmechanik üblichen Konvention werden Druckspannungen mit positiven Werten dargestellt.

Anhand von bodenmechanischen Laborversuchen werden die Parameter zur Definition des Stoffgesetzes für den sehr dicht gelagerten Darmstädter Sand vorab identifiziert.

9.5.2 Kappenmodell zur Abbildung des Darmstädter Sands

9.5.2.1 Allgemeines

Zur Abbildung des Materialverhaltens des trockenen, sehr dicht gelagerten Darmstädter Sands wird ein elastoplastisches Stoffgesetz gewählt. Zur Anwendung kommt das im Programmsystem Abaqus implementierte und als Kappenmodell bezeichnete Stoffgesetz (Dassault Systèmes Simulia Corp. 2012). Dieses wird u.a. von Reul (2000) und Moormann (2002) für unterschiedliche Böden erfolgreich eingesetzt und umfassend beschrieben. In Hanisch et al. (2002) wird dieses Stoffgesetz zur Untersuchung des Tragverhaltens von Kombinierten Pfahl-Plattengründungen eingesetzt.

Nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik (EANG 2014) sind elastoplastische Stoffgesetze mit isotroper Verfestigung grundsätzlich für Verformungsberechnungen mit wenigen Richtungsumkehrungen geeignet. Bei Stoffgesetzen mit isotroper Verfestigung wird die Verfestigung des Materials unabhängig von der Belastungsrichtung durch eine Vergrößerung der Fließfläche erfasst.

Die Fließbedingung des angewendeten Kappenmodells ist unter Ansatz der im Folgenden spezifizierten Parameter in Bild 9.3 (links) als dreidimensionale Fließfläche im Hauptspannungsraum abgebildet. Änderungen des Spannungszustandes innerhalb des durch die Fließfläche begrenzten Spannungsraums führen zu elastischen Verformungen. Spannungspfade, welche die Fließfläche berühren, führen zu plastischen Verformungen. Die Fließfläche besteht im Wesentlichen aus einem sich mit zunehmender hydrostatischer Spannung p öffnenden Konus (F_s) und einer Kappe (F_c), die den Konus in dieser Richtung schließt. Mit einer Übergangsfläche (F_t), die bei der gewählten Fließfläche nicht zum

Einsatz kam ($\alpha = 0$), kann der Anschlussbereich von Konus und Kappe ausgerundet werden. Für einen Formfaktor $K = 1$ wäre die gesamte Fließfläche rotationssymmetrisch um die hydrostatische Achse, zur Anwendung kommt der minimal mögliche Formfaktor von $K = 0,778$ (Bild 9.3, rechts).

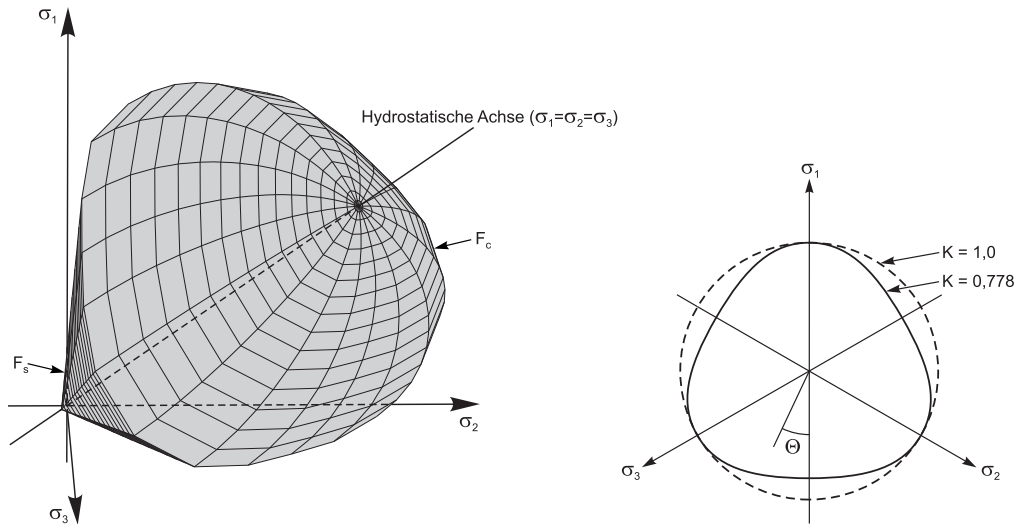


Bild 9.3 Dreidimensionale Darstellung der Fließfläche im Hauptspannungsraum (links), Schnitt des Konus mit der Deviatorebene (rechts)

Der jeweilige Spannungszustand kann mit den drei aus den Hauptspannungen berechneten Größen hydrostatische Spannung p , Mises-Vergleichsspannung q und Lode-Winkel Θ beschrieben werden, die wie die Hauptspannungen selbst Invarianten sind. Die deviatorische Spannungsgröße t wird zur Abbildung des Spannungszustandes in der p - t -Ebene in Abhängigkeit vom Formfaktor K und dem Lode-Winkel aus der Mises-Vergleichsspannung berechnet (Gleichungen 9.1 bis 9.3).

$$p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad \text{Hydrostatische Spannung} \quad (9.1)$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2} \left((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \right)} \quad \text{Mises-Vergleichsspannung} \quad (9.2)$$

$$t = \frac{1}{2}q \left(1 + \frac{1}{K} - \left(1 - \frac{1}{K} \right) \cos(3\Theta) \right) \quad \text{Deviatorische Spannungsgröße} \quad (9.3)$$

mit: $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ Hauptspannungen
 K Formfaktor Konus
 Θ Lode-Winkel

Die Fließfläche wird mit den Funktionen 9.4 bis 9.7 in der p-t-Ebene definiert. Die in der p-t-Ebene abgebildete Kappe ist Teil einer Ellipse mit dem Mittelpunkt p_a , deren Elliptizität mit dem Faktor R definiert wird.

$$F_s = t - p \cdot \tan \beta - d = 0 \quad (9.4)$$

$$F_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{R \cdot t}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos \beta}} \right)^2} - R \cdot (d + p_a \cdot \tan \beta) = 0 \quad (9.5)$$

$$F_t = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(t - \left(1 - \frac{\alpha}{\cos \beta} \right) \cdot (d + p_a \cdot \tan \beta) \right)^2} - \alpha \cdot (d + p_a \cdot \tan \beta) = 0 \quad (9.6)$$

$$\text{mit: } p_a = \frac{p_b - R \cdot d}{(1 + R \cdot \tan \beta)} \quad (9.7)$$

R	Formfaktor Kappe
α	Formfaktor Übergangsfläche
p_b	Kompressionsfließspannung

Die Größen des Konuswinkels β und des Konusachsabschnitts d bestimmen die Konusgeometrie in der p-t-Ebene und werden aus den Scherfestigkeitsparametern Reibungswinkel φ' und Kohäsion c' des Mohr-Coulomb'schen Fließkriteriums berechnet. In Bild 9.4 (links) ist die Fließfläche, die in Bild 9.3 im Hauptspannungsraum dargestellt wird, in der p-t-Ebene abgebildet.

$$\beta = \arctan \left(\frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \right) \quad \text{Konuswinkel in der p-t-Ebene} \quad (9.8)$$

$$d = \left(1 - \frac{1}{3} \tan \beta \right) \cdot \frac{\cos \varphi'}{1 - \sin \varphi'} \cdot 2 c' \quad \text{Konusachsabschnitt in der p-t-Ebene} \quad (9.9)$$

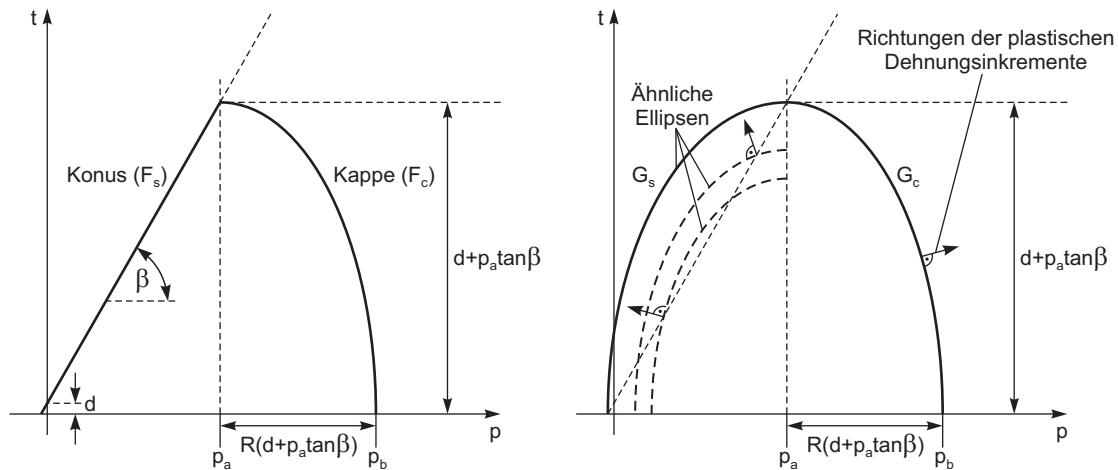


Bild 9.4 Darstellung der Fließfläche (links) und des plastischen Potentials (rechts) in der p-t-Ebene

Die Richtungen der plastischen Dehnungssinkremente, die bei Spannungsänderungen auf der Fließfläche auftreten, stehen stets normal zu den als plastisches Potential bezeichneten Flächen. Diese werden im Bereich des Konus und der Übergangsfläche durch die elliptische Beziehung G_s und im Bereich der Kappe durch die ebenfalls elliptische Beziehung G_c in der p-t-Ebene definiert (Bild 9.4, rechts). Da das plastische Potential G_c der Fließfläche F_c entspricht, handelt es sich hier um eine assoziierte Fließregel. Die jeweils für eine Spannungsänderung auf der Fließfläche F_s relevante Richtung des Dehnungssinkrements wird durch eine diesen Punkt schneidende ähnliche Ellipse festgelegt; hier gilt also eine nicht assoziierte Fließregel.

$$G_s = \sqrt{\left((p - p_a) \cdot \tan \beta\right)^2 + \left(\frac{t}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos \beta}}\right)^2} \quad (9.10)$$

$$G_c = \sqrt{(p - p_a)^2 + \left(\frac{R \cdot t}{1 + \alpha - \frac{\alpha}{\cos \beta}}\right)^2} \quad (9.11)$$

Auf dem Konus und der Übergangsfläche findet idealplastisches Fließen statt, die hier auftretenden Verzerrungen führen zu einer Volumenzunahme (Dilatanz). Bei plastischen Verzerrungen infolge Fließens auf der Kappe, das zu einer Volumenabnahme (Kontraktion) führt, wird eine Materialverfestigung über eine Verfestigungsregel vorgegeben.

Diese Verfestigungsregel stellt einen Zusammenhang zwischen der plastischen Volumendehnung und der Kompressionsfließspannung her. Die durch die Kompressionsfließspannung definierte Position der Kappe verändert sich also stets in Abhängigkeit von der plastischen Volumendehnung: bei dilatantem Fließen auf dem Konus kommt es zu einer Entfestigung, die Kappe verschiebt sich in Richtung Ursprung. Bei kontraktantem Fließen auf der Kappe verschiebt sich diese dagegen in die Gegenrichtung. Das plastische Potential G_s im Bereich des Konus ist indirekt ebenfalls von der Kompressionsfließspannung abhängig. Die Position der Kappe zu Beginn der Simulationsberechnung wird unter Berücksichtigung der Vorbelastung des Bodens vorgegeben. Wie im Fall der simulierten Modellversuche wird die Position der Kappe bei nicht vorbelasteten Böden für den vorliegenden Spannungszustand automatisch angepasst.

9.5.2.2 Triaxialversuche

Zur Identifikation der Verfestigungsregel der Kappe, der Scherparameter und der Querdehnungszahl des in den Modellversuchen eingebauten Darmstädter Sands wurde eine Serie aus drei Triaxialversuchen gemäß DIN 18137-2 durchgeführt (Bild 9.5).

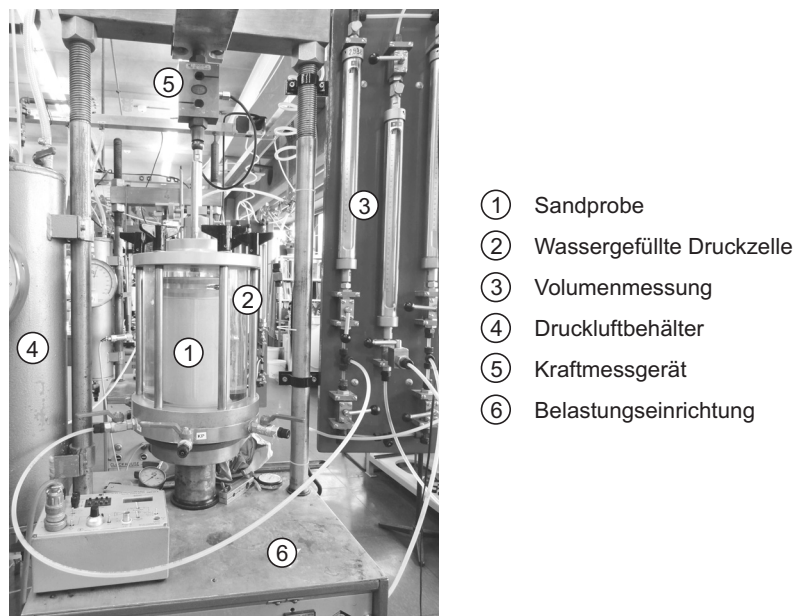


Bild 9.5 Triaxialversuch

Der trockene Sand wurde mit einer Dichte eingebaut, die der bei den Modellversuchen ermittelten Trockendichte von $\rho_d = 1,74 \text{ g/cm}^3$ ($D = 0,94$) entspricht. Der Probekörper mit einem Durchmesser von 10 cm wurde in einer mit einer Gummihülle ausgekleideten Form direkt auf der Sockelplatte der Druckzelle durch lagenweisen Einbau des Sands hergestellt. Durch das Aufbringen eines Unterdrucks von $p = 5 \text{ kN/m}^2$ auf die Porenluft

wurde die Probe während der weiteren Versuchsvorbereitung und der Versuchsdurchführung stabilisiert.

9.5.2.3 Verfestigungsregel

An den in der Druckzelle eingebauten Proben des Darmstädter Sands wurden zuerst hydrostatische Triaxialversuche durchgeführt. Hierzu wurde der Zelldruck und somit die hydrostatische Spannung p in der Probe auf einen gegebenen Wert erhöht und wieder abgelassen. Aus der jeweils nach der Entlastung gemessenen Volumenänderung des Probenkörpers wurde zur jeweils aufgetragenen hydrostatischen Spannung die plastische Volumendehnung ε_v^{pl} bestimmt. Die Ergebnisse dieser Versuche an Proben mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,94$ sind in Bild 9.7 dargestellt.

Ein gleichartiger Versuch wurde von Arslan (1980) am Darmstädter Sand mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,90$ durchgeführt. Bei diesem Versuch beträgt der Ausgangswert der hydrostatischen Spannung $\sigma_1 = 50 \text{ kN/m}^2$. Bei den beiden Entlastungen wurde die hydrostatische Spannung auf diesen Wert reduziert. Um aus diesem Versuch eine Verfestigungsregel ableiten zu können, wird in Bild 9.6 eine Abschätzung der plastischen Volumendehnungen bei vollständigen Entlastung auf $p = 0$ vorgenommen. Hierzu wird das abgebildete Maß von $\Delta\varepsilon_v$ gewählt, das die Differenz zwischen der von Arslan aufgetragenen Volumendehnung ($\varepsilon_v(\sigma_1 = 50 \text{ kN/m}^2) = 0$) zu der für die Definition einer Verfestigungsregel erforderlichen Skalierung ($\varepsilon_v^*(p = 0) = 0$) darstellt. Die für eine vollständige Entlastung abgeleiteten Werte der plastischen Volumendehnung sind in Bild 9.6 angegeben und in Bild 9.7 eingetragen.

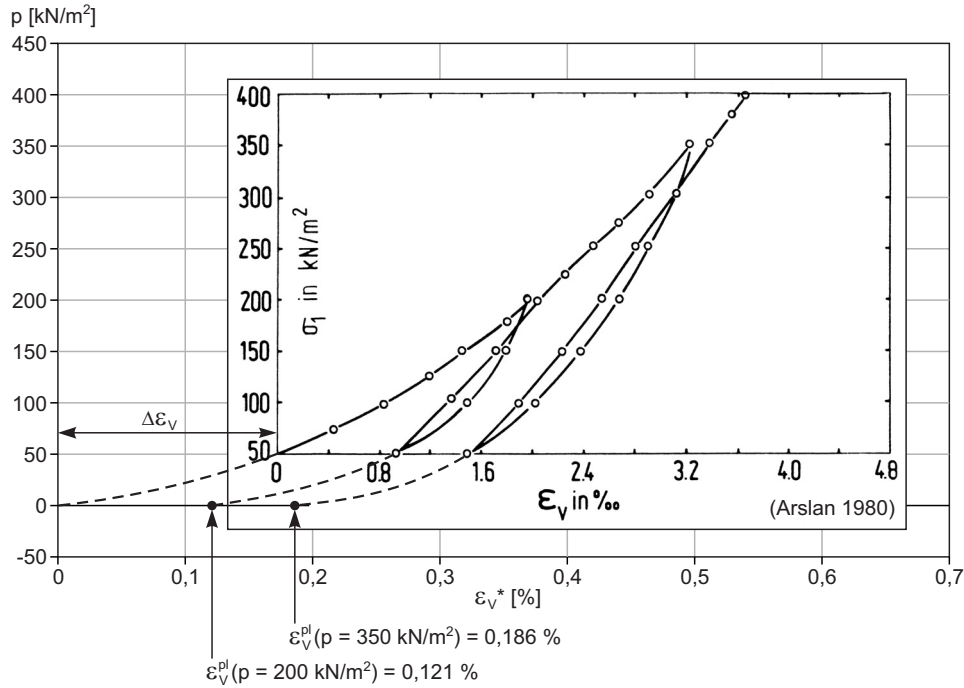


Bild 9.6 Auswertung des hydrostatischen Triaxialversuchs von Arslan (1980)

Aufbauend auf den Ergebnissen der hydrostatischen Triaxialversuche werden für den Sand mit Lagerungsdichten von $D = 0,90$ beziehungsweise $D = 0,94$ Verfestigungsregeln abgeleitet. Eine Darstellung dieser in den numerischen Simulationsberechnungen verwendeten Verfestigungsregeln und der Ergebnisse der hydrostatischen Triaxialversuche erfolgt in Bild 9.7.

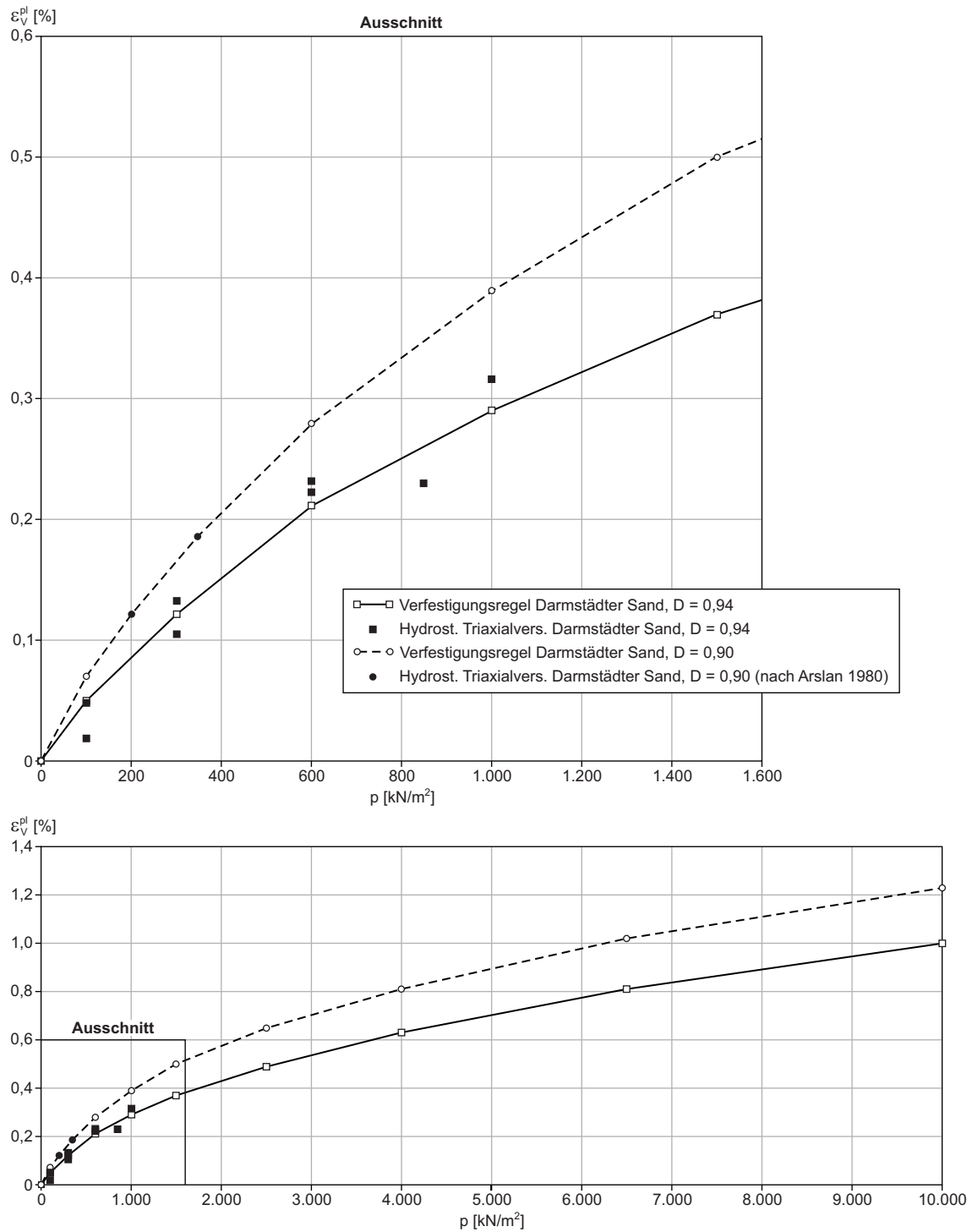


Bild 9.7 Ergebnisse hydrostatische Triaxialversuche und abgeleitete Verfestigungsregeln: Gesamtdarstellung (unten), Ausschnitt (oben)

9.5.2.4 Reibungswinkel und Kohäsion

Im Anschluss an die voran beschriebenen hydrostatischen Triaxialversuche wurden die Proben der Versuchsserie mit Seitendrücken von $\sigma_3 = 300 \text{ kN/m}^2$, 600 kN/m^2 und 900 kN/m^2 abgesichert (Bild 9.8). Die Auswertung der Versuchsserie ergibt für den kohäsionslosen Sand einen Reibungswinkel von $\varphi' = 42,5^\circ$ (Bild 9.9). Ergebnisse von Triaxialversuchen, die Festag (2003) mit Lagerungsdichten des Darmstädter Sands von $D = 0,89$ durchgeführt hat, bestätigen die Größenordnung des ermittelten Reibungswinkels auch für niedrigere Seitendrücke.

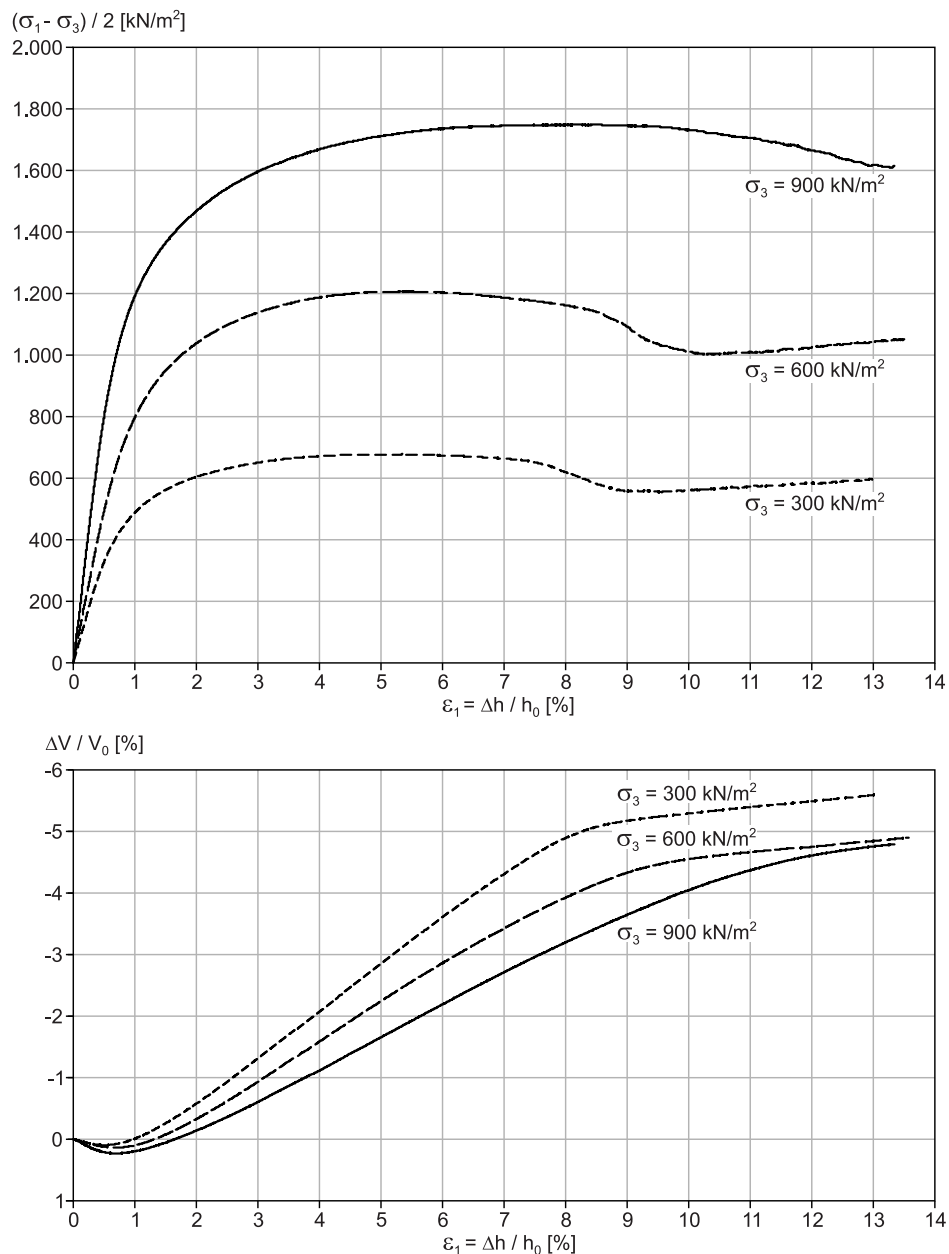


Bild 9.8 Ergebnisse Triaxialversuchsserie

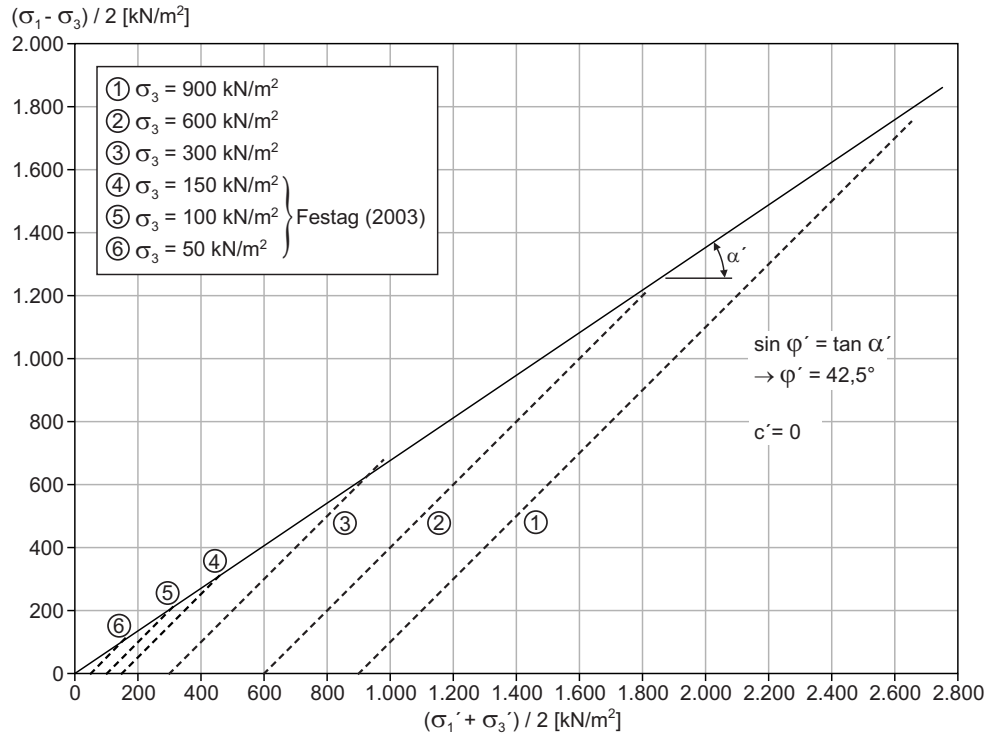


Bild 9.9 Bestimmung Scherparameter

Vorliegende Studien zum Materialverhalten des Darmstädter Sands kommen zu vergleichbaren Ergebnissen. Aufbauend auf der Auswertung zahlreicher Versuche am Darmstädter Sand beschreibt Gutberlet (2008) die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der Lagerungsdichte mit folgendem funktionalen Zusammenhang:

$$\tan \varphi' = 0,545 + 0,507 \cdot D \quad (9.12)$$

Für die mittlere Lagerungsdichte des im Modellversuchsstand eingebauten Sands von $D = 0,94$ ergibt sich hieraus ein Reibungswinkel von $\varphi' = 45,6^\circ$. Außerdem gibt Gutberlet (2008) die Abhängigkeit des Reibungswinkels von der hydrostatischen Spannung p für den Darmstädter Sand in sehr dichter Lagerung ($D = 0,89$) wie folgt an:

$$\tan \varphi' = \tan \varphi_0 (p / p_0)^{n_\varphi} \quad (9.13)$$

mit: $\varphi_0 = 44,1^\circ$ Referenzreibungswinkel
 $p_0 = 100 \text{ kN/m}^2$ Referenzdruck
 $n_\varphi = -0,08$ Exponent

Dieser Beziehung wurden Reibungswinkel aus Triaxialversuchen zugrunde gelegt, die bei hydrostatischen Spannungen im Bereich von $p = 50 \text{ kN/m}^2$ bis $p = 250 \text{ kN/m}^2$ durchgeführt wurden; die für diesen Bereich zurückgerechneten Reibungswinkel betragen $\varphi' = 42,0^\circ$ bis $\varphi' = 45,7^\circ$, wobei der Reibungswinkel mit abnehmendem Spannungsniveau zunimmt.

Bachmann (2009) gibt für sehr dicht gelagerten Sand einen anhand von Triaxialversuchen ermittelten Reibungswinkel von $\varphi' = 44^\circ$ an.

Wanoschek (1971) führte unterschiedliche Versuche zur Bestimmung des Reibungswinkels des Darmstädter Sands in mitteldichter Lagerung durch und ermittelt Werte von $\varphi' = 40^\circ$ bis $\varphi' = 42^\circ$.

Die Untersuchungen von Chambosse (1976) ergeben einen Reibungswinkel des dicht gelagerten Sands von $\varphi' = 42,5^\circ$ bei einem Seitendruck im Triaxialversuch von rd. 100 kN/m^2 .

Ebenfalls anhand von Triaxialversuchen ermittelt Arslan (1980) für den dicht gelagerten Sand einen Reibungswinkel von $\varphi' = 43,0^\circ$.

Die numerischen Simulationsberechnungen in der vorliegenden Arbeit werden mit dem anhand der eigenen Triaxialversuchsserie ermittelte Reibungswinkel von $\varphi' = 42,5^\circ$ für den sehr dicht gelagerten Darmstädter Sand durchgeführt.

9.5.2.5 Querdehnungszahl

Unter der Voraussetzung, dass die in den Triaxialversuchen untersuchten Proben zu Beginn des Abschervorgangs im Wesentlichen elastische Verformungen erfahren, wird die Querdehnungszahl ν gemäß Gleichung 9.14 unter Ansatz der in Bild 9.10 abgelesenen Steigung der Versuchskurven im Ursprung berechnet.

$$\begin{aligned}\varepsilon_V &= \frac{\Delta V}{V_0} = \varepsilon_1 + \varepsilon_2 + \varepsilon_3 = \varepsilon_1 - 2\nu \cdot \varepsilon_1 = (1 - 2\nu)\varepsilon_1 \\ \nu &= \frac{1}{2} \left(1 - \frac{\varepsilon_V}{\varepsilon_1} \right)\end{aligned}\tag{9.14}$$

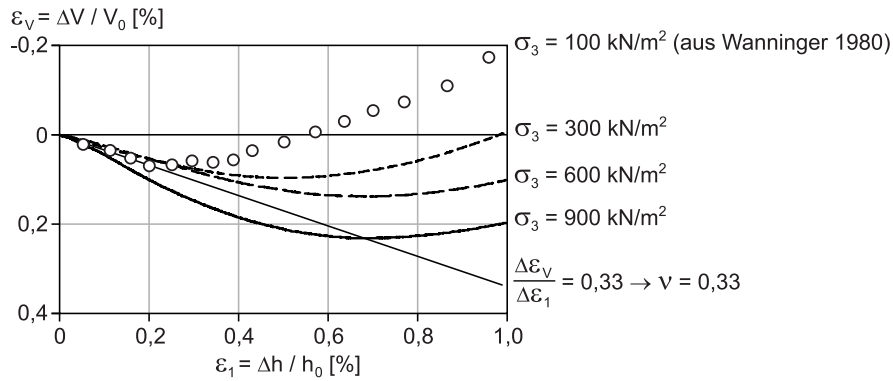


Bild 9.10 Bestimmung Querdehnungszahl

Die von Wanninger (1980) angegebenen Ergebnisse von Versuchen an ebenfalls sehr dicht gelagertem Darmstädter Sand bestätigen die für die numerischen Simulationsberechnungen gewählte Querdehnungszahl von $\nu = 0,33$.

9.5.2.6 Elastizitätsmodul

Die Spannungsabhängigkeit der Steifigkeit eines Bodens kann zurückgehend auf Ohde (1939) mit dem allgemeinen Ansatz für den im Ödometerversuch ermittelten Steifemodul E_s nach Gleichung 9.15 beschrieben werden (Richter 1995, Schmidt et al. 2014, von Soos & Engel 2008). Angaben zu Steifemodulbeiwert und -exponent finden sich für unterschiedliche Böden beispielsweise in EAU (2012).

$$E_s = v_e \cdot \sigma_{at} \cdot \left(\frac{\sigma_z}{\sigma_{at}} \right)^{w_e} \quad (9.15)$$

mit: v_e Steifemodulbeiwert
 w_e Steifemodulexponent
 $\sigma_{at} = 100 \text{ kN/m}^2$ Atmosphärischer Luftdruck

Derartige Formulierungen der spannungsabhängigen Steifigkeit sind in zahlreichen bodenmechanischen Stoffgesetzen implementiert (Brinkgreve 1994, Schanz 1998).

Thieken & Achmus (2012) wenden zur Untersuchung des Tragverhalten von Pfählen in dicht gelagertem Sand eine auf Gleichung 9.15 basierende Formulierung zur Definition der spannungsabhängigen Bodensteifigkeit in Kombination mit dem Mohr-Coulomb'schen Versagenskriterium an. Sie führen diese numerischen Simulationsberechnungen mit dem auch in der vorliegenden Arbeit verwendeten Programmsystem Abaqus durch.

Für die Simulationsberechnungen in der vorliegenden Arbeit erfolgt die Identifikation der Spannungs-Elastizitätsmodulbeziehung des sehr dicht gelagerten Darmstädter Sands über die numerische Nachrechnung des hydrostatischen Triaxialversuchs von Arslan (1980). Die numerische Nachrechnung dieses Elementversuchs wird an einem aus einem Kontinuumselement bestehenden Simulationsmodell unter Nutzung des hier beschriebenen Stoffgesetzes vorgenommen. In Bild 9.11 erfolgt die Darstellung der Spannungs-Dehnungsverläufe des Versuchs und der FE-Berechnung, mit welcher nach einer Variation der Spannungs-Elastizitätsmodulbeziehungen eine gute Abbildung des Versuchs erreicht wird. Die für den Sand unter Nutzung des hier beschriebenen Stoffgesetzes identifizierte Spannungs-Elastizitätsmodulbeziehung ist in Bild 9.12 dargestellt und wird in den Simulationsberechnungen für die Modellversuche verwendet.

Der in Bild 9.11 dargestellte Differenzwert der Volumendehnung $\Delta\varepsilon_v$ entspricht dem in Bild 9.6 und berücksichtigt den Ausgangswert der hydrostatischen Spannung bei der Versuchsdurchführung von $p = 50 \text{ kN/m}^2$.

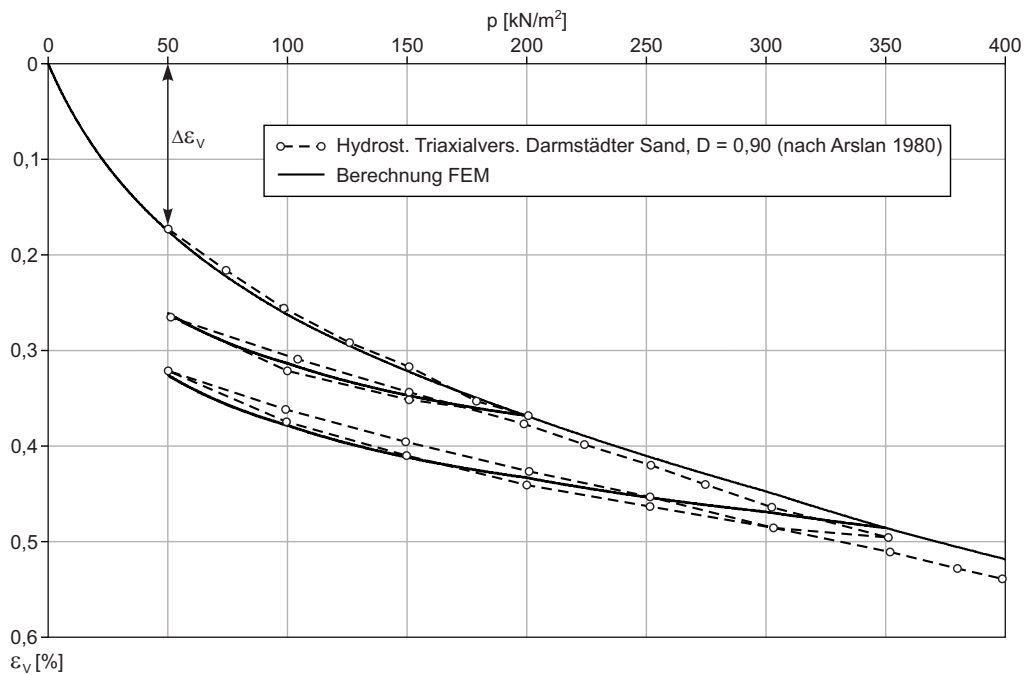


Bild 9.11 Hydrostatischer Triaxialversuch nach Arslan (1980), Vergleich von Versuchsergebnissen und FE-Berechnung

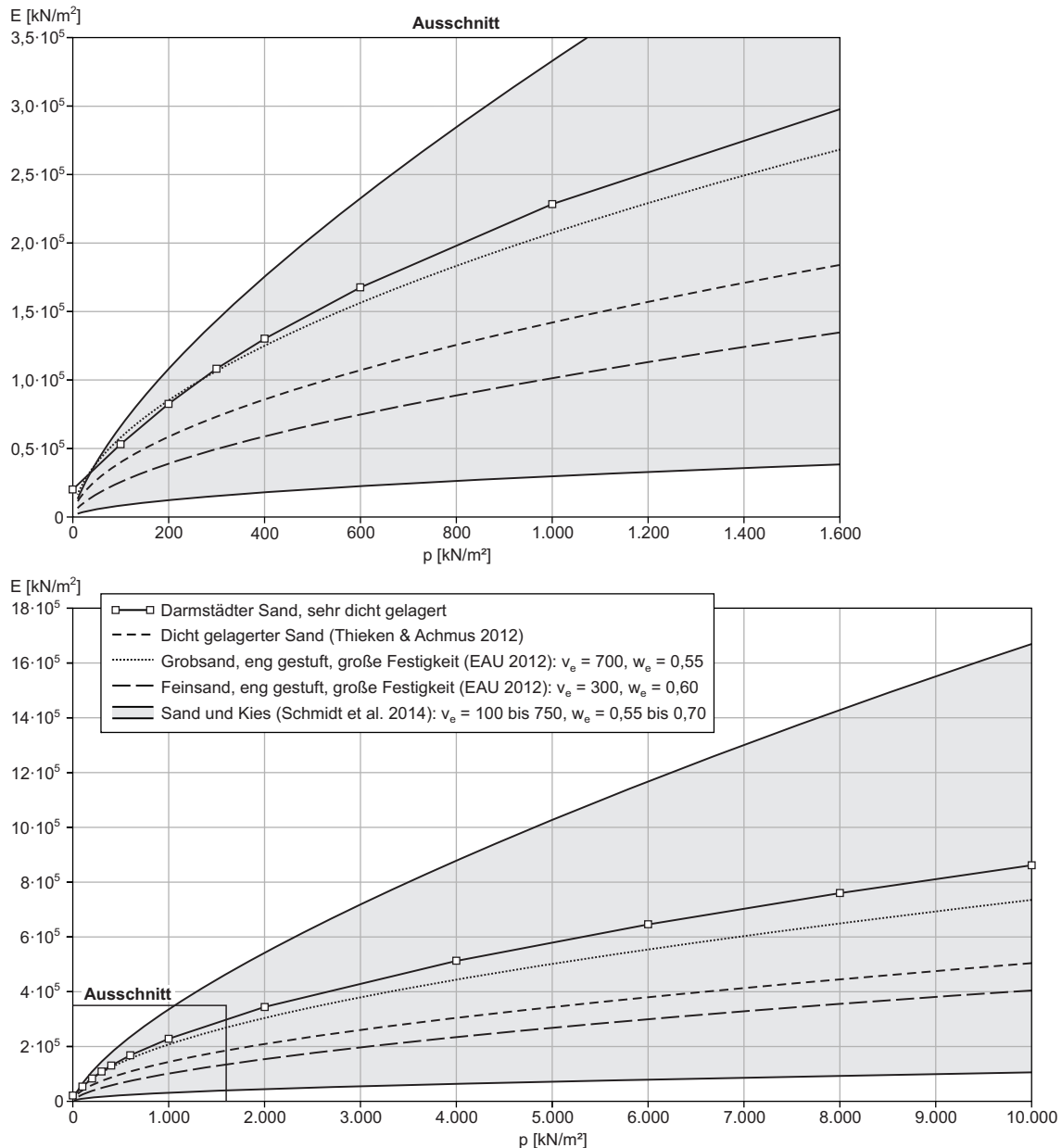


Bild 9.12 Spannungsabhängiger Elastizitätsmodul von Sanden:
Gesamtdarstellung (unten), Ausschnitt (oben)

In Bild 9.12 werden weitere nach Gleichung 9.15 unter Ansatz der jeweils angegebenen Parameter v_e und w_e berechnete Verläufe des Elastizitätsmoduls dargestellt. Die hydrostatische Spannung p und der Elastizitätsmodul E werden hierzu unter Ansatz einer Querdehnungszahl von $\nu = 0,33$ gemäß den folgenden Gleichungen 9.16 und 9.17 berechnet, die unter den Annahmen einer rein ödometrischer Belastung mit $\sigma_x = \sigma_y$ und $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$ sowie eines rein elastischen Materialverhaltens gültig sind.

$$p = \frac{\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z}{3} = \frac{(1 + 2K_0) \cdot \sigma_z}{3} \quad (9.16)$$

mit: $K_0 = \frac{\sigma_x}{\sigma_z} = \frac{\nu}{1 - \nu}$ Erdruhedruckbeiwert

$$E = \frac{E_s \cdot (1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{1 - \nu} \quad (9.17)$$

Mit den von Schmidt et al. (2014) für Sand und Kies angegebenen Parametern für die Steifemodulermittlung wird der in Bild 9.12 grau hinterlegte Bereich aufgespannt. Die nach den Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen (EAU 2012) für eng gestufte Sande mit großer Festigkeit berechneten Kurven verlaufen in der unteren Hälfte dieses Bereichs, in EAU (2012) wird aber darauf hingewiesen, dass der Wert des Steifemodulbeiwerts ν_e bei Wiederbelastung bis zum Zehnfachen höher ist und der Steifemodulexponent w_e gegen 1,0 geht.

Die Werte des für den sehr dicht gelagerten Darmstädter Sand identifizierten spannungsabhängigen Elastizitätsmoduls liegen über denen nach EAU (2012) und Thieken & Achmus (2012) aber noch im Bereich nach Schmidt et al. (2014). Die vergleichsweise hohen Werte resultieren daraus, dass im angewendeten Kappenmodell mit dem vorgegebenen, im vorliegenden Fall spannungsabhängigen Elastizitätsmodul im Wesentlichen das Ent- und Wiederbelastungsverhalten definiert wird.

9.5.3 Lineare Elastizität zur Abbildung der Modellgründung

Das Materialverhalten der aus Aluminium bestehenden Elemente der Modellgründung wird mit einem linear elastischen Stoffgesetz unter Vorgabe des Elastizitätsmoduls und der Querdehnungszahl abgebildet. Mit der Wahl des Elastizitätsmoduls, der den Kontinuums-elementen der Pfähle zugewiesen ist, wird die Dehnsteifigkeit des Rohrquerschnittes des Modellpfahls berücksichtigt. Die Wichten werden ermittelt, indem jeweils die tatsächliche Masse des Modellgründungselementes, mit zum Teil eingebauten oder aufliegenden Messelementen, auf das in der Simulationsrechnung abgebildete Volumen bezogen wird.

9.5.4 Stoffgesetzparameter

Sämtliche numerische Simulationsberechnungen der Modellversuche werden mit dem voran beschriebenen Stoffgesetz unter Verwendung der in Tabelle 10 zusammengefassten Stoffgesetzparameter durchgeführt.

Stoffgesetzparameter	Symbol	Einheit	Darmstädter Sand	Platte	Pfahl
Elastizitätsmodul	E	[kN/m ²]	siehe Bild 9.12	$7,00 \cdot 10^7$	$2,06 \cdot 10^7$
Querdehnungszahl	ν	[-]	0,33	0,34	0,34
Wichte	γ	[kN/m ³]	17,4	siehe Kap. 9.5.3	
Reibungswinkel	φ'	[°]	42,5	-	
Kohäsion	c	[kN/m ²]	0	-	
Konuswinkel	β	[°]	60,2	-	
Konusachsabschnitt	d	[kN/m ²]	0	-	
Formfaktor Übergangsfläche	α	[°]	0	-	
Formfaktor Konus	K	[-]	0,778	-	
Formfaktor Kappe	R	[-]	0,5	-	
Verfestigungsregel	-	-	siehe Bild 9.7	-	

Tabelle 10 Stoffgesetzparameter

9.6 Berechnungsergebnisse

9.6.1 Allgemeines

Mit den numerischen Simulationsberechnungen wird im Wesentlichen das Tragverhalten der Gründungssysteme bei Ent- und Wiederbelastungen im Gebrauchslastbereich untersucht. Die Simulationsberechnungen werden daher mit einer maximalen Setzung von 10 mm durchgeführt, was bereits dem 0,4-fachen Durchmesser der Modellpfähle entspricht.

Die Ergebnisse der numerischen Simulationsberechnungen werden in den folgenden Kapiteln für die vier Gründungskonfigurationen dargestellt und mit den Versuchsergebnissen verglichen. Hierbei wird in den Darstellungen auf die bereits in Kapitel 8.7.6 ausgewählten, als repräsentativ angesehenen Versuche zurückgegriffen. Grundsätzlich wird aber die Gesamtheit der durchgeführten Modellversuche und die Bandbreiten der jeweiligen Versuchsergebnisse beachtet.

9.6.2 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit fünf Pfählen

Bei der KPP mit fünf Pfählen (KPP5) ohne Ent- und Wiederbelastung wird eine gute Übereinstimmung der berechneten Last-Setzungslinie (FEM) und der aus dem Modellversuch (Versuch) erreicht (Bild 9.13). Bis zum Erreichen einer Last von rd. 1 kN wird bei der Berechnung allerdings eine geringere Setzungszunahme festgestellt.

Diese anfänglich geringere Setzungszunahme führt bei der Berechnung der KPP5 mit Ent- und Wiederbelastung im Vergleich mit dem Modellversuch zu geringeren Setzungsgrößen bei den ersten beiden Ent- und Wiederbelastungen (Bild 9.14). Die Steigungen der fünf Ent- und Wiederbelastungsschleifen der Last-Setzungslinien werden mit den Berechnungen gut abgebildet. Ab der Wiederbelastung auf 20 kN wird allerdings eine zunehmende Abweichung des berechneten Last-Setzungsverhaltens festgestellt; bei einer aufgetragenen Setzung von 10 mm beträgt die Lastdifferenz rd. 5 kN.

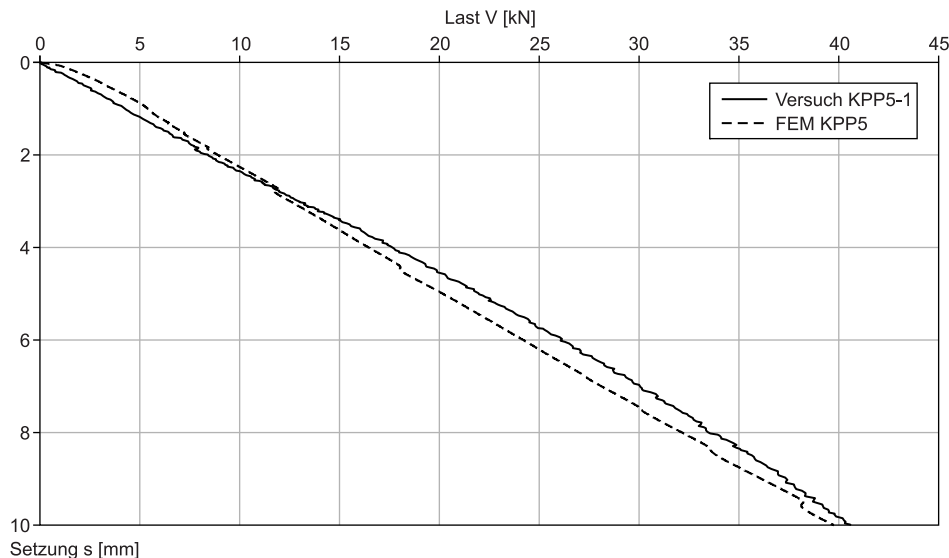


Bild 9.13 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 ohne Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

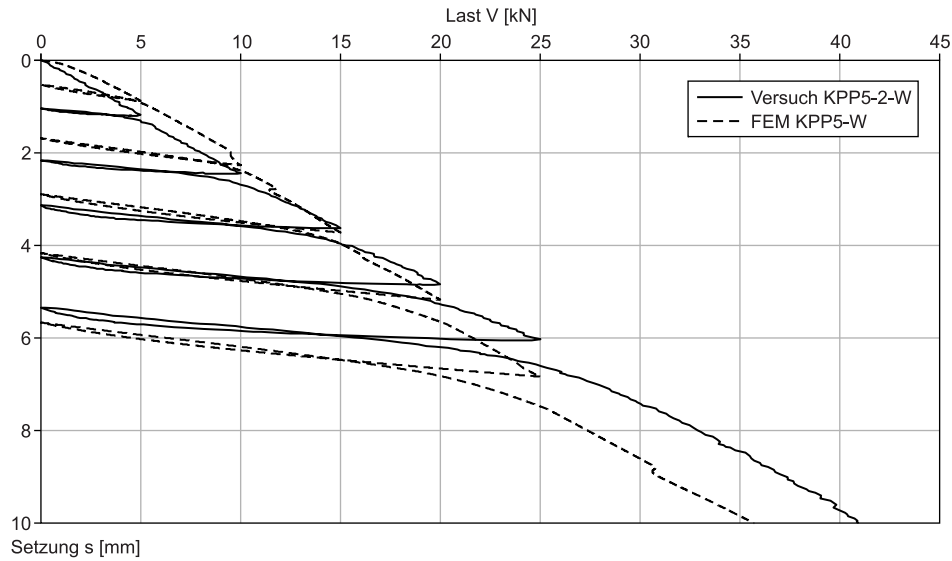


Bild 9.14 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 mit Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

In Bild 9.15 und Bild 9.16 werden die mit den Pfahlkraftmesselementen (PME) gemessenen Pfahlnormalkräfte in Abhängigkeit von der Setzung der Platte mit den berechneten Kräften für den Versuch ohne Ent- und Wiederbelastung verglichen. Bis zu einer Setzung von rd. 4 mm werden die in den Modellversuchen gemessenen Pfahlnormalkräfte gut von der Berechnung abgebildet, darüber hinaus werden tendenziell größere Kräfte berechnet. Eine gute Übereinstimmung bis zu einer Setzung von 10 mm wird für die mit PME-6 und PME-8 gemessenen und die berechneten Kräfte festgestellt.

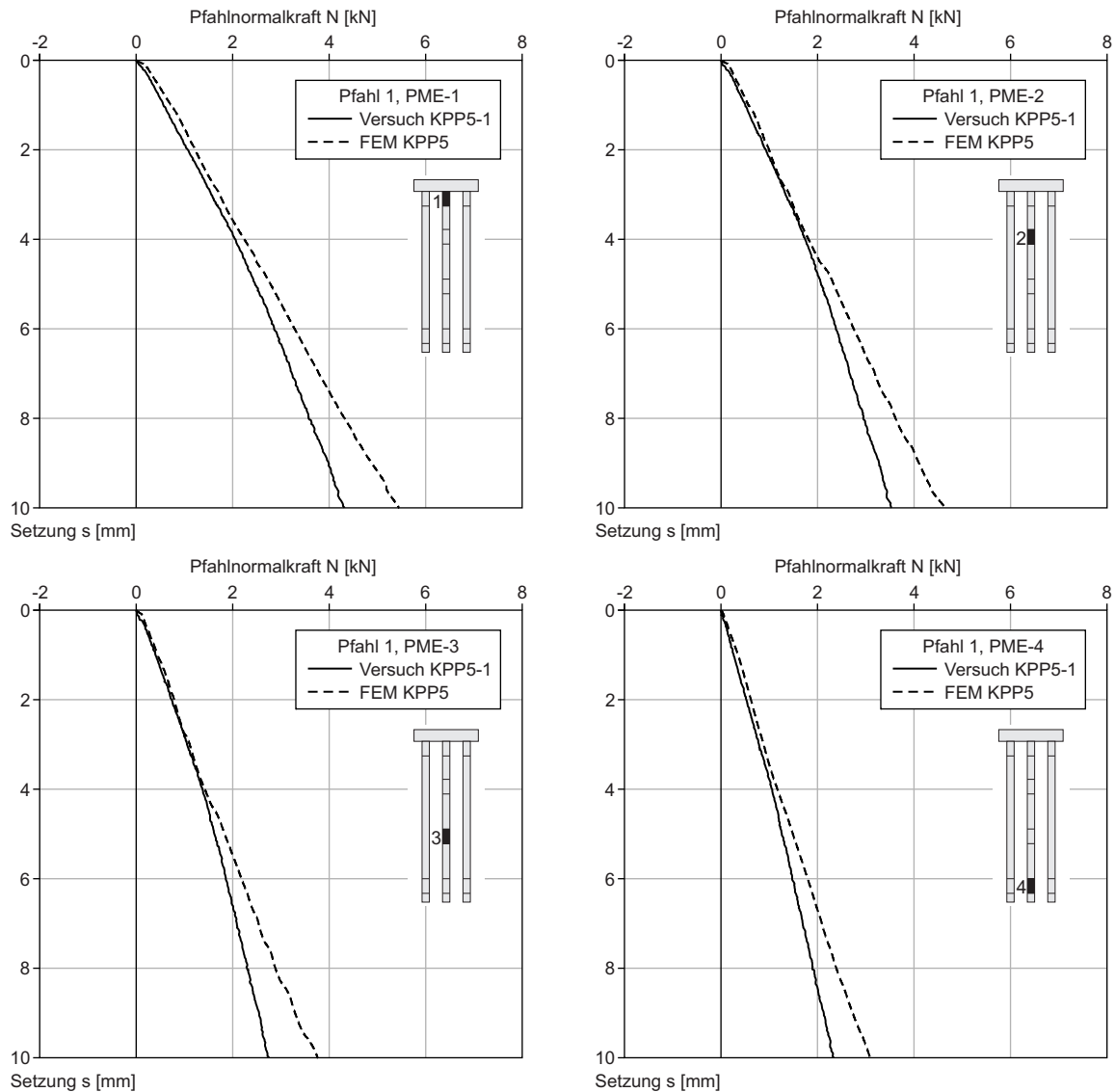


Bild 9.15 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 ohne Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen des Zentrumpfahls 1

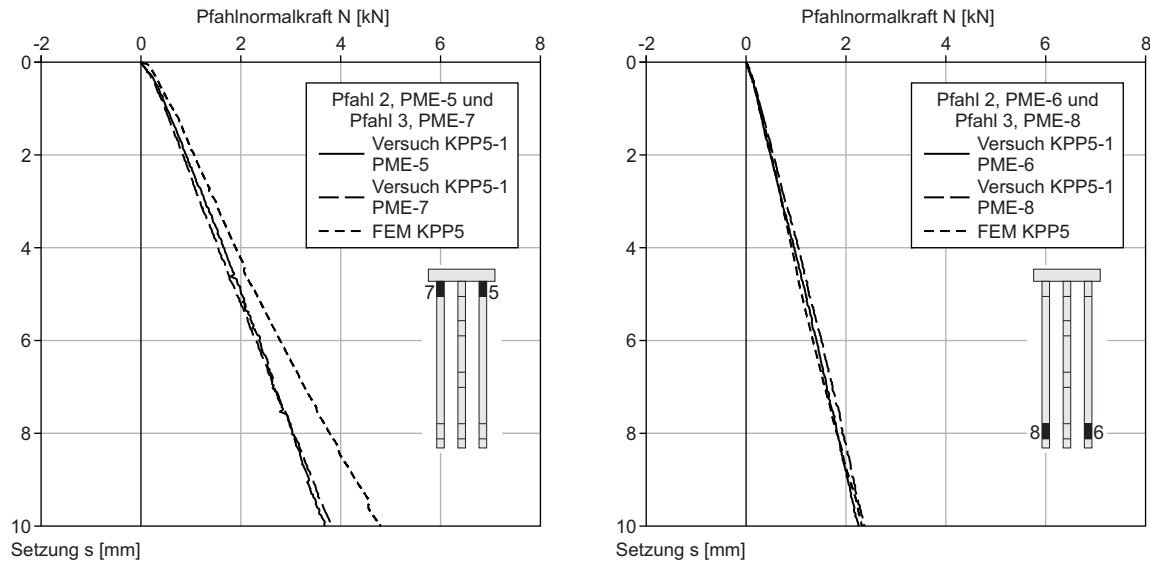


Bild 9.16 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 ohne Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen der Randpfähle 2 und 3

Bei den Versuchen mit Ent- und Wiederbelastung (Bild 9.17 und Bild 9.18) zeigen sich im Vergleich von Mess- und Berechnungswerten für die Erstbelastungen ähnliche Tendenzen wie bei den Versuchen ohne Ent- und Wiederbelastung. Die Steigung der berechneten Ent- und Wiederbelastungsschleifen stimmt im Wesentlichen mit der in den Versuchen festgestellten überein. Die in den Versuchen bei vollständiger Entlastung zum Teil gemessenen Zugkräfte treten in den Berechnungen ebenfalls auf, werden hier jedoch überschätzt.

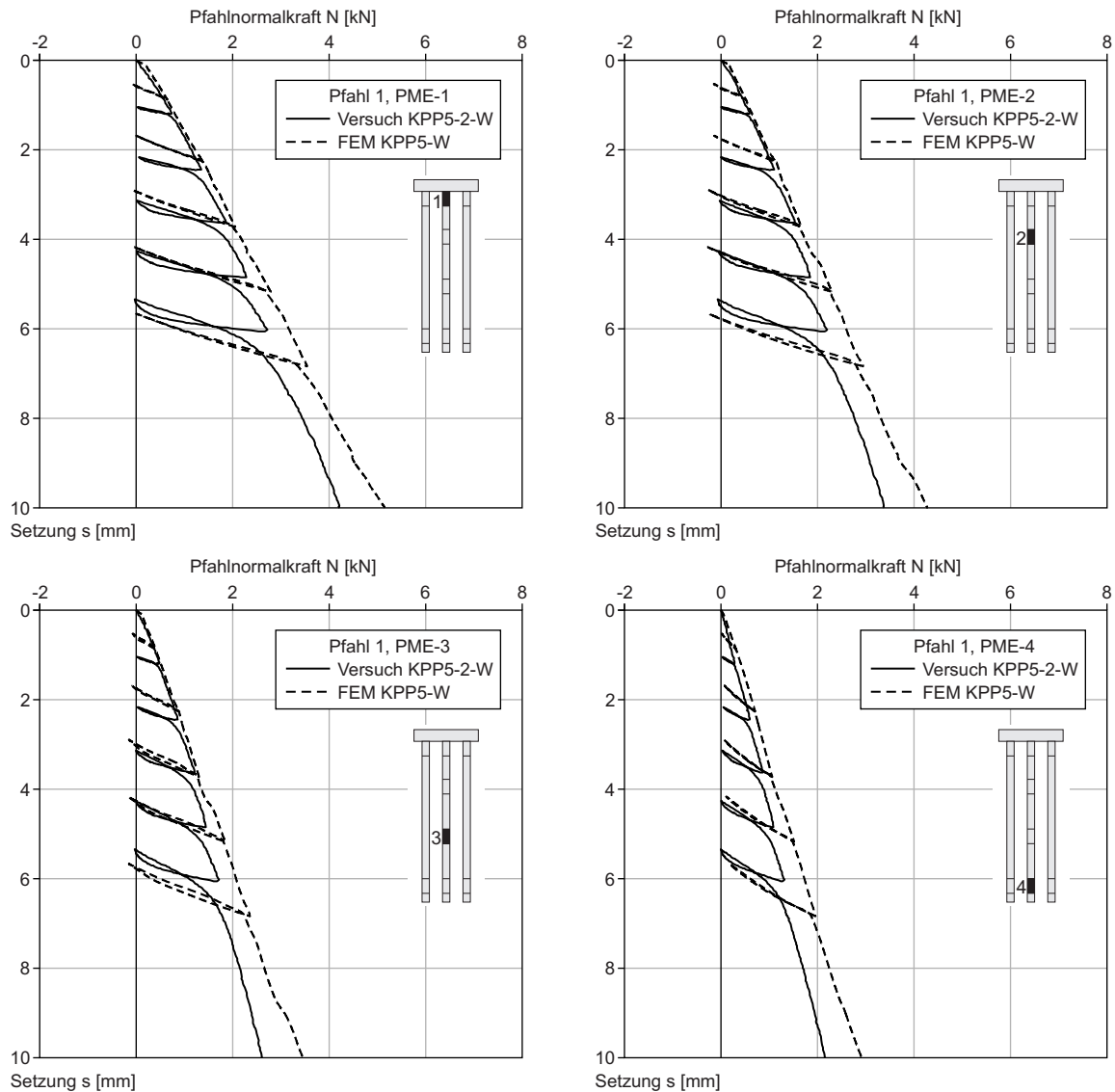


Bild 9.17 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 mit Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen des Zentrumpfahls 1

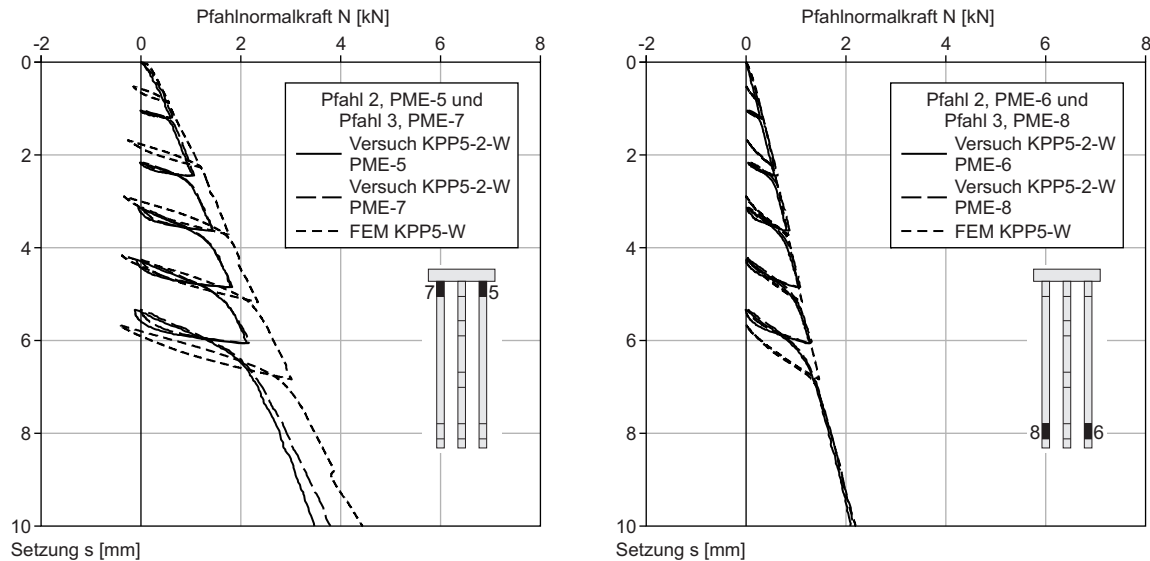


Bild 9.18 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 mit Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen der Randpfähle 2 und 3

Im Folgenden werden für ausgewählte Zeitpunkte die anhand der Pfahlkraftmesselemente (PME) in den Modellversuchen ermittelten Pfahlnormalkraftverläufe mit den berechneten verglichen. Entsprechend der jeweiligen Anzahl von PME haben die Verläufe aus den Versuchen zwei beziehungsweise vier Stützstellen, zwischen denen lineare Verbindungen eingetragen werden.

In Bild 9.19 und Bild 9.20 werden für die Versuche ohne Ent- und Wiederbelastung die Pfahlnormalkraftverläufe zu den Zeitpunkten der Erstbelastung auf $V = 5 \text{ kN}$, 15 kN und 25 kN dargestellt. Die Pfahlnormalkräfte nehmen mit zunehmender Tiefe infolge der Pfahlmantelreibung ab. Bei der Erstbelastung auf 5 kN wird eine gute Übereinstimmung der gemessenen und berechneten Kräfte festgestellt. Für den Zentrumspfahl (Pfahl 1) werden mit zunehmender Last V über die gesamte Pfahllänge zunehmend größere Kräfte berechnet als im Versuch gemessen. Bei den Randpfählen stimmen im Pfahlfußbereich berechnete und gemessene Kräfte gut überein. Allerdings überschreiten bei der Erstbelastung auf 25 kN die berechneten, am Kopf in den Randpfahl eingetragenen Kräfte die gemessenen deutlich; der über Pfahlmantelreibung abgetragene Lastanteil wird hier mit der Simulationsberechnung überschätzt.

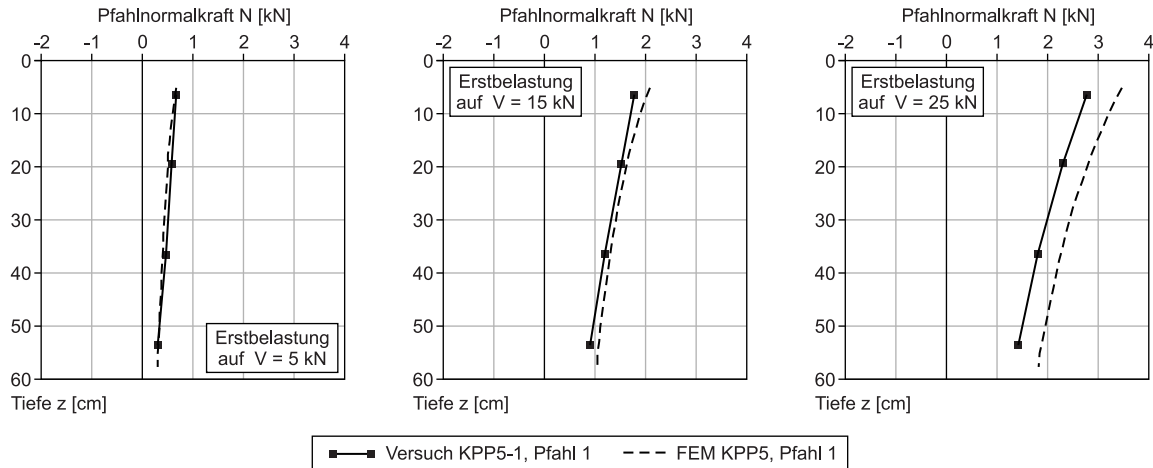


Bild 9.19 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 ohne Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe Zentrumspfahl

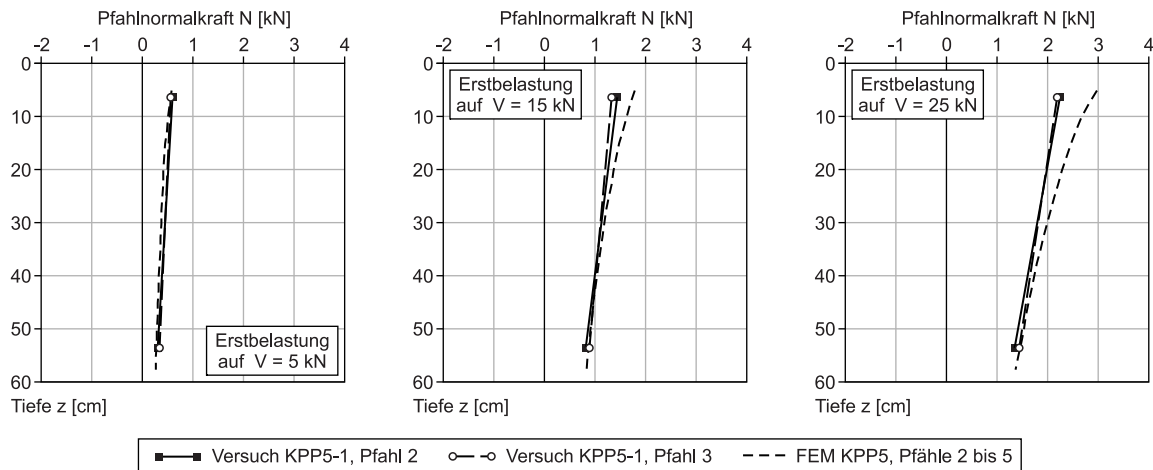


Bild 9.20 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 ohne Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe Randpfähle 2 bis 5

Bei den Versuchen mit Ent- und Wiederbelastung zeigen sich bei den Erstbelastungen und den ersten Wiederbelastungen (Bild 9.21 und Bild 9.22) qualitativ ähnliche Ergebnisse wie bei den Versuchen ohne Ent- und Wiederbelastung: bei einer Last von $V = 5$ kN wird eine gute Übereinstimmung erzielt, bei $V = 25$ kN werden größere Pfahlnormalkräfte berechnet als gemessen. In den folgenden Abbildungen zu den Versuchen mit Ent- und Wiederbelastung wird unter einer Erstbelastung auf eine Last das erstmalige Erreichen dieser Last verstanden, unter einer ersten Wiederbelastung das erneute Erreichen der jeweiligen Last nach einer Erstbelastung und einer Entlastung.

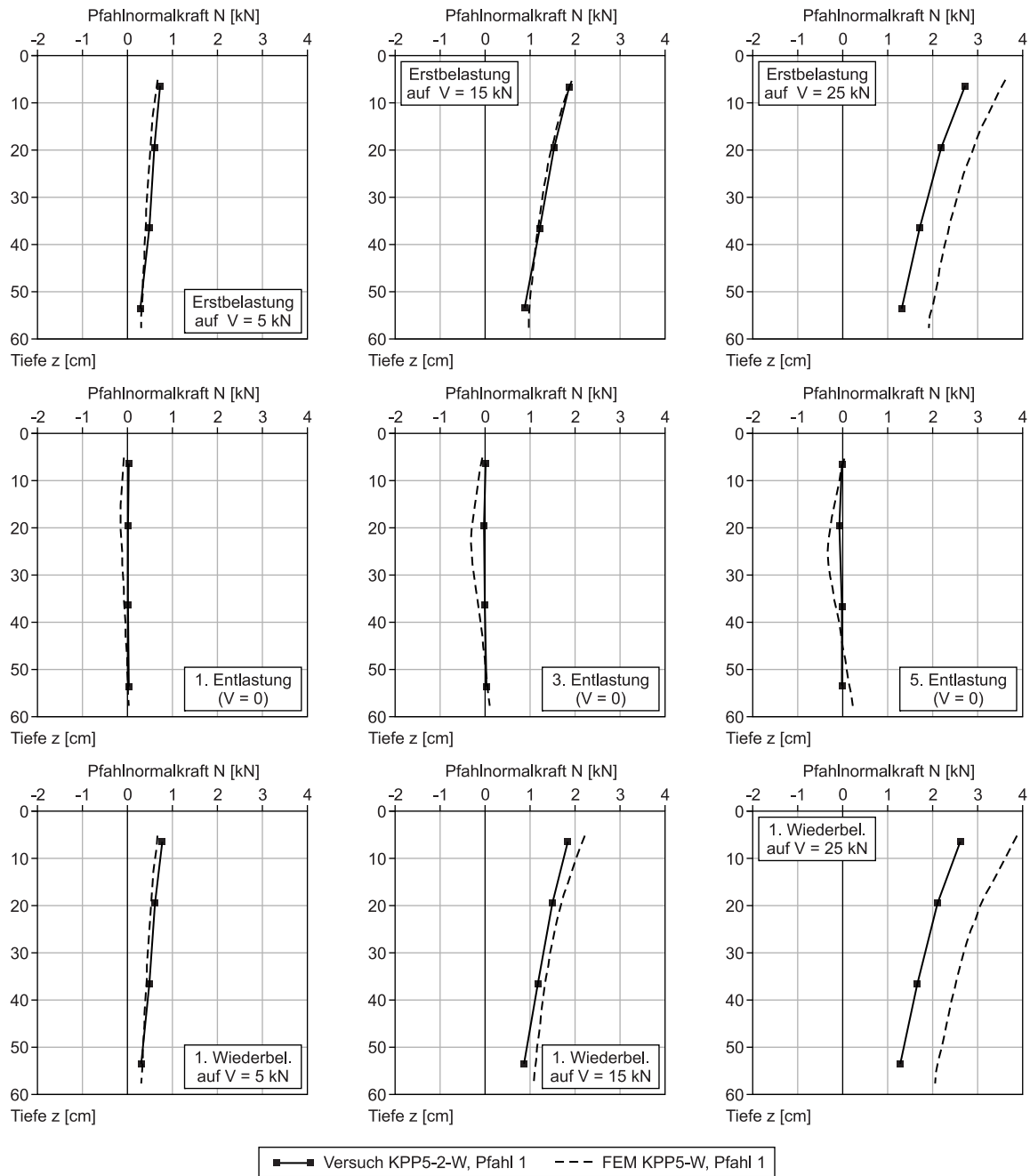


Bild 9.21 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 mit Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe Zentrums Pfahl 1

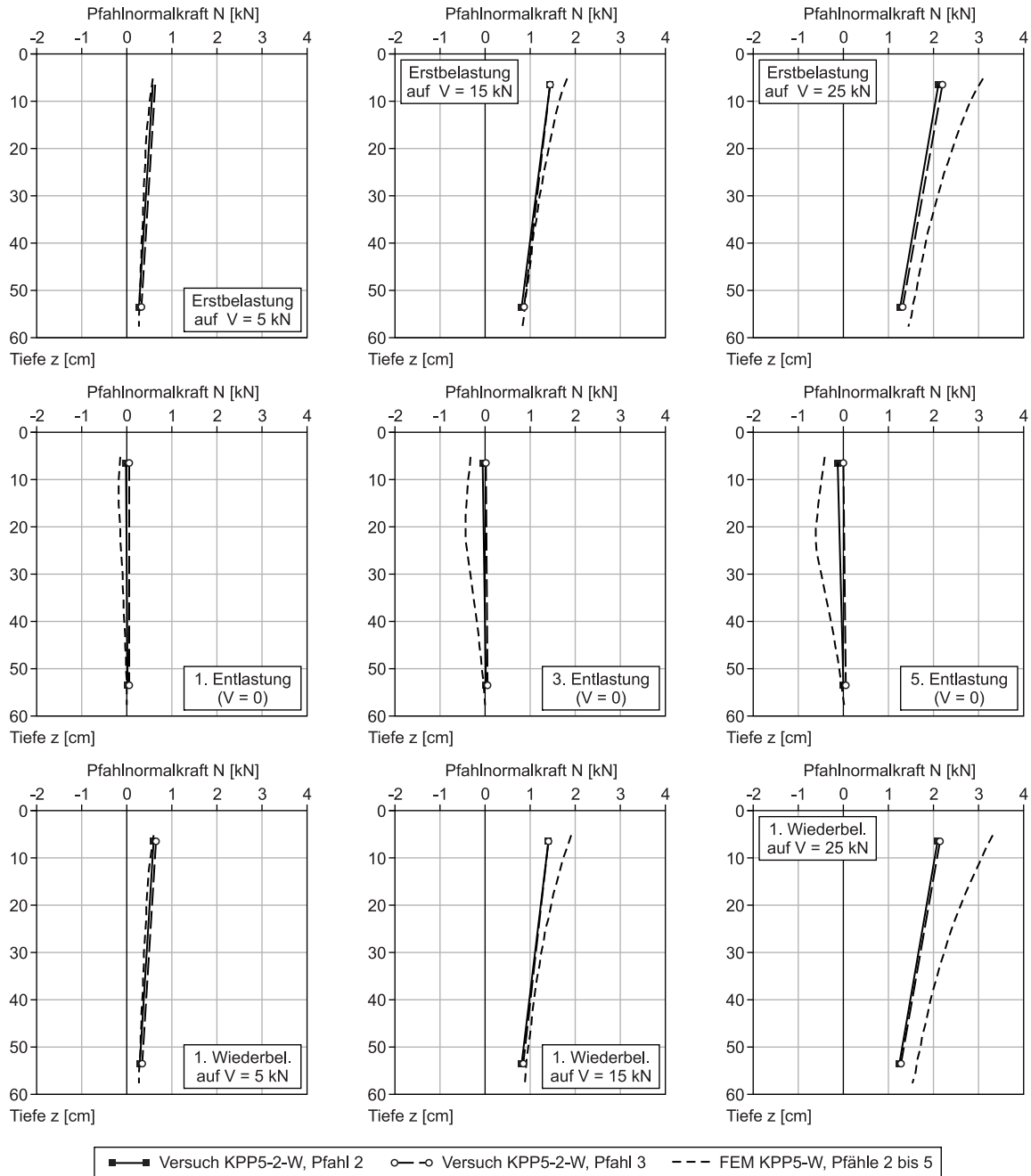


Bild 9.22 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP5 mit Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe Pfähle 2 bis 5

Bei den Entlastungen auf $V = 0$ werden in den Versuchen nur geringfügige Zug- beziehungsweise Druckkräfte mit den PME gemessen. Aus den Simulationsberechnungen ergeben sich speziell bei den Randpfählen deutliche Zugkräfte, deren Maximum sich in der oberen Pfahlhälfte befindet. Aus den Berechnungen ergeben sich für die Randpfähle bei den Entlastungen Zugkräfte, die in die Platte eingetragen werden. Zwischen Pfahlfuß und der Pfahlebene, in der die maximale Zugkraft vorliegt, tritt rechnerisch negative Pfahlmantelreibung auf.

9.6.3 Kombinierte Pfahl-Plattengründung mit einem Pfahl

Bei der KPP mit einem Pfahl (KPP1) ohne Ent- und Wiederbelastungen wird bis zu einer Setzung von rd. 6 mm ($s = 0,24 \cdot D$) eine gute Übereinstimmung der berechneten Last-Setzungslinie (FEM) und der aus dem Modellversuch (Versuch) erreicht (Bild 9.23). Wie bei der KPP mit fünf Pfählen wird auch hier bei den Berechnungen ohne und mit Ent- und Wiederbelastungen (Bild 9.24) anfänglich eine geringere Setzungszunahme festgestellt.

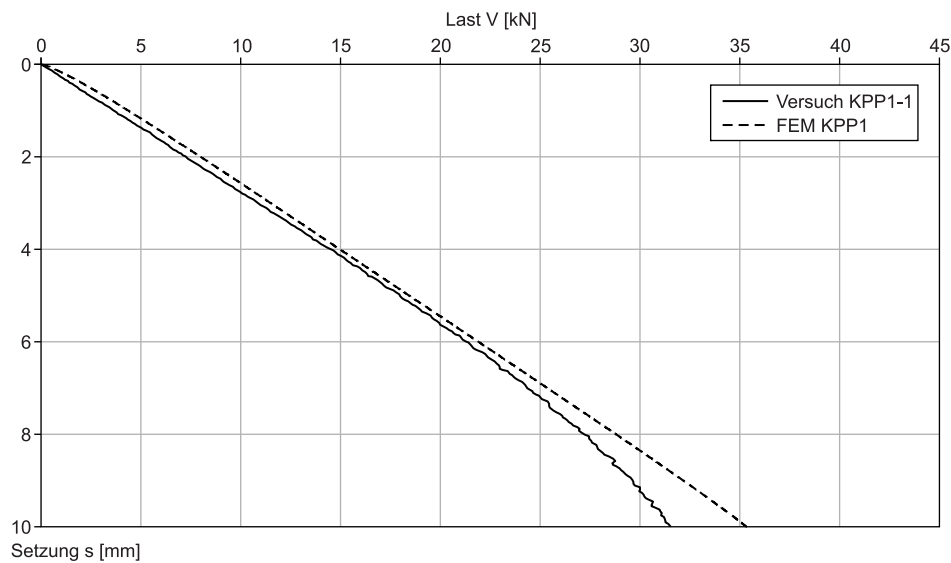


Bild 9.23 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1 ohne Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

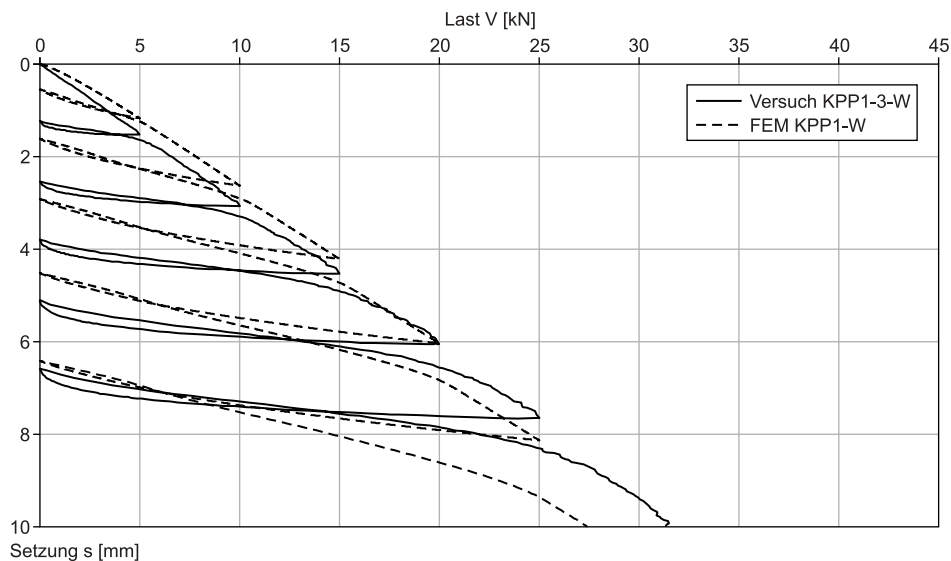


Bild 9.24 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1 mit Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

Die Steigungen der berechneten Ent- und Wiederbelastungsschleifen der Last-Setzungslinien sind größer als die der gemessenen; die jeweils nach vollständiger Entlastung berechneten Hebungen sind dementsprechend auch größer als die gemessenen.

Die am Pfahlkopf mit PME-1 ermittelte Pfahlnormalkraft-Setzungslinie bei dem Versuch ohne Ent- und Wiederbelastungen (Bild 9.25) wird wie bei der KPP5 bis zu einer Setzung von rd. 4 mm ($s = 0,16 \cdot D$) gut von der Berechnung abgebildet, mit zunehmender Setzung überschreitet die berechnete Kraft allerdings die gemessene. Abweichend davon kommt es bei den übrigen drei Messquerschnitten PME-2 bis PME-4 im Wesentlichen zu einer Unterschreitung. Insgesamt können die gemessenen Pfahlnormalkräfte aber gut mit der numerischen Simulation abgebildet werden.

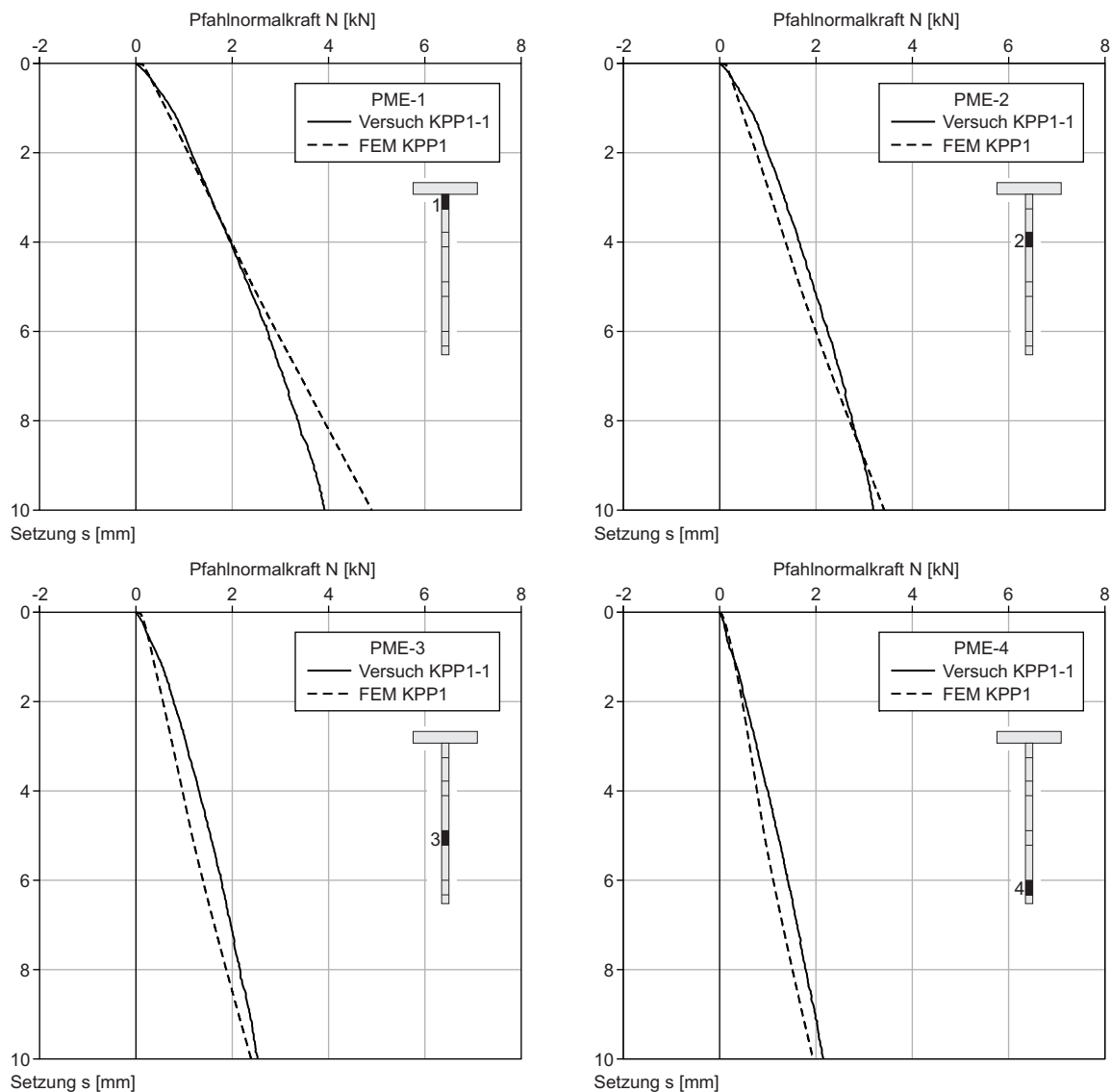


Bild 9.25 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1 ohne Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen

Wie bereits bei der KPP5 beobachtet, zeigen sich bei den Versuchen mit Ent- und Wiederbelastung (Bild 9.26) im Vergleich von Mess- und Berechnungswerten für die Erstbelastungen ähnliche Tendenzen wie bei dem ohne Ent- und Wiederbelastungen. Die Steigung der berechneten Entlastungspfade stimmt bis zum Erreichen einer Pfahlnormalkraft von $N = 0$ im Wesentlichen mit der in den Versuchen festgestellten überein. Die bei vollständiger Entlastung berechneten Zugkräfte sind im Bereich der Pfahlkraftmesselemente PME-1 bis PME-3 deutlich größer als die gemessenen. Mit dem unteren Pfahlkraftmesselement PME-4 wird mit den Versuchen und der Berechnung nur eine sehr geringe Zugkraft festgestellt. Dies ist darauf zurückzuführen, dass zwischen PME-4 und dem Pfahlfuß nur noch eine kleine Pfahlmantelfläche zum Lastabtrag zur Verfügung steht.

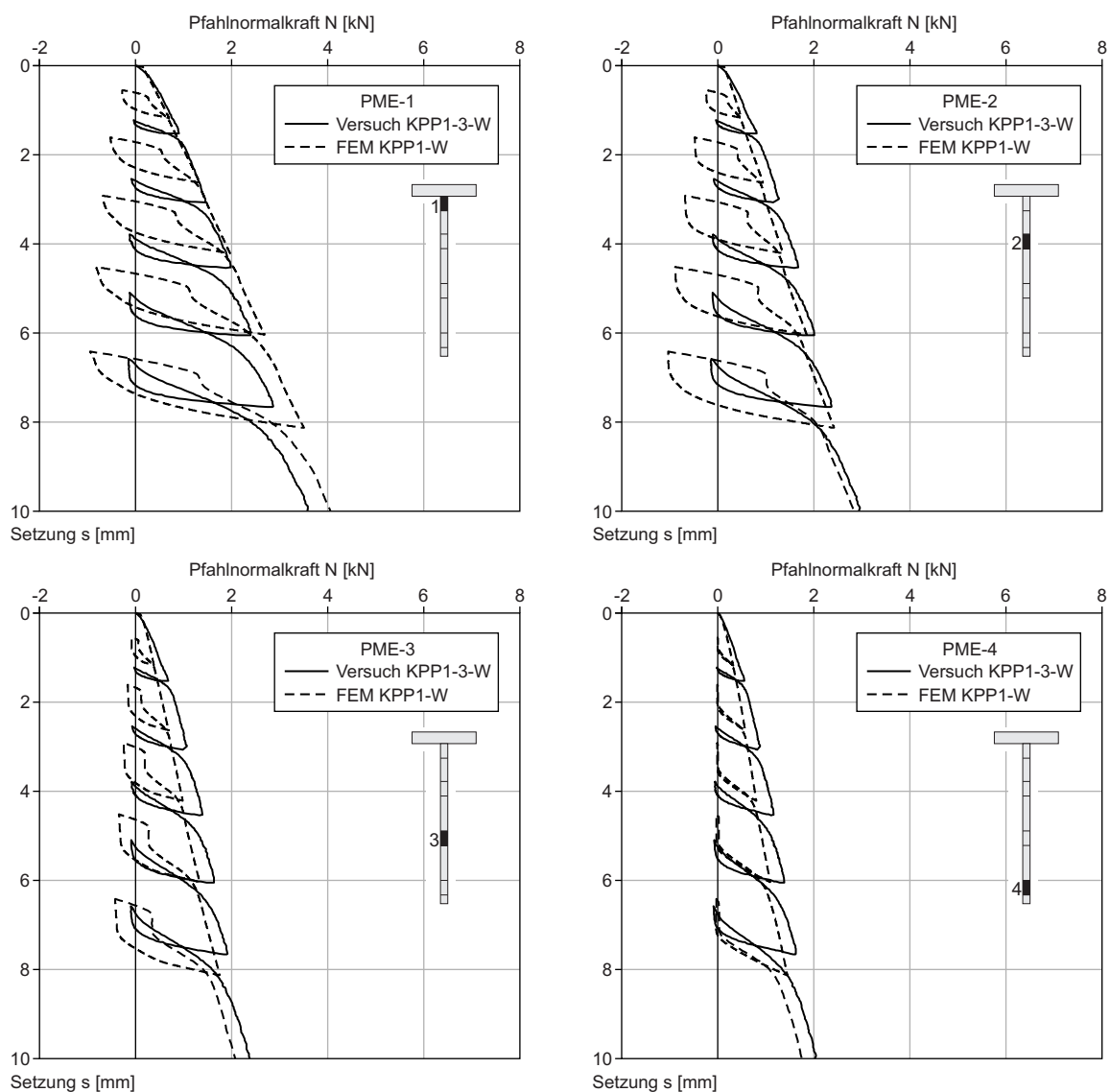


Bild 9.26 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1 mit Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen

In Bild 9.27 ist die berechnete Pfahlmantelreibung im Bereich des Pfahlkraftmeselements PME-3 ausschnittsweise vom Berechnungszeitpunkt A, zu dem eine Last von $V = 15 \text{ kN}$ auf die Gründung aufgebracht wird, über den Berechnungszeitpunkt D, zu dem eine vollständige Entlastung ($V = 0$) vorliegt, bis zum Berechnungszeitpunkt H, zu dem eine Last von $V = 20 \text{ kN}$ aufgebracht wird, dargestellt. Die Berechnungszeitpunkte A bis H sind auch im nebenstehenden Pfahlnormalkraftverlauf im Messquerschnitt PME-3 (vgl. Bild 9.26) abgebildet. Der berechnete Spannungspfad in einem Pfahlmantelelement, das an PME-3 anschließt, ist in Bild 9.28 in der p-t-Ebene dargestellt.

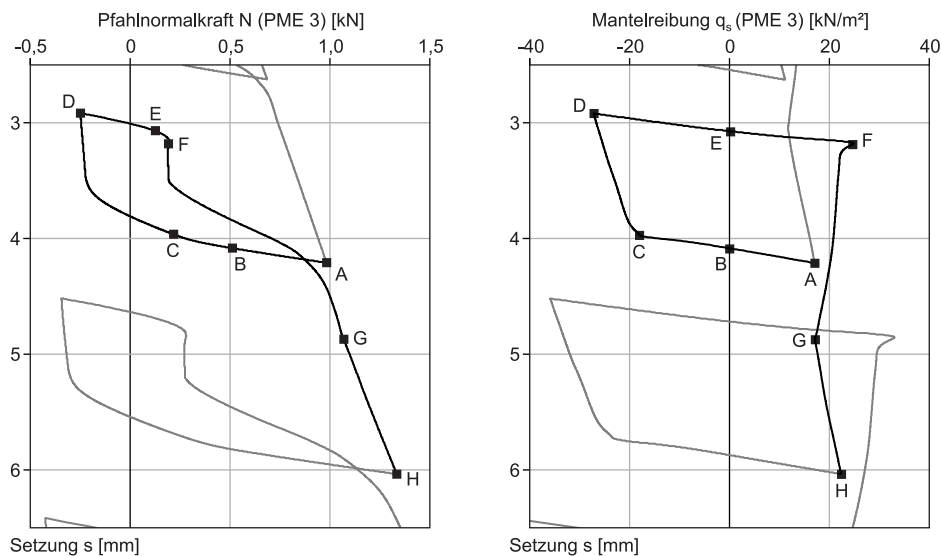


Bild 9.27 Berechnete Pfahlnormalkraft und -mantelreibung im Messquerschnitt PME-3 für $V = 15 \text{ kN}$ bis $V = 20 \text{ kN}$ (KPP1)

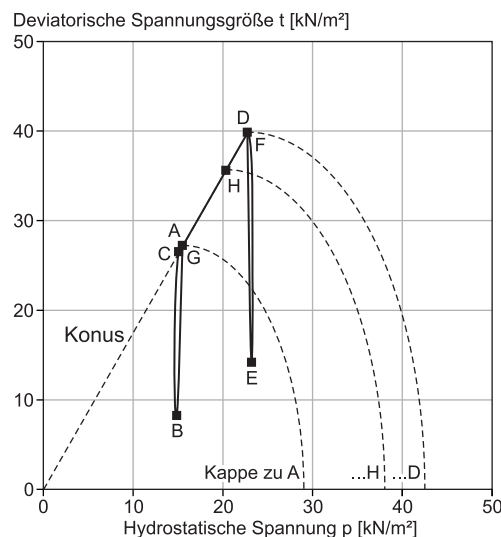


Bild 9.28 Berechneter Spannungspfad Pfahlmantelelement im Bereich Messquerschnitt PME-3 für $V = 15 \text{ kN}$ bis $V = 20 \text{ kN}$ (KPP1)

Im betrachteten Pfahlmantelelement kommt es infolge der Entlastung der Gründung und des damit verbundenen Setzungsrückgangs zwischen den Berechnungszeitpunkten A und B zu einem vollständigen Rückgang der Pfahlmantelreibung. Im Anschluss tritt negative Pfahlmantelreibung ein, die am Pfahl nun nach unten wirkt. Mit dem Spannungspfad zwischen den Berechnungszeitpunkten A und C sind elastische Verformungen verbunden. Zwischen den Berechnungszeitpunkten C und D verläuft der Spannungspfad auf der Konusfließfläche; hierbei kommt es zu plastischen, kontraktanten Verformungen und einer Verfestigung.

Ab dem Berechnungszeitpunkt D wird die Gründung wiederbelastet. Bis zum Berechnungszeitpunkt F nimmt die Pfahlmantelreibung wieder zu. Hiermit gehen elastische Verformungen einher, der Spannungspfad liegt innerhalb der Fließflächen. Zwischen den Berechnungspunkten F und G kommt es infolge der zunehmenden Setzung zunächst zu plastischen, dilatanten Verformungen und einer Entfestigung. Bis zum Berechnungszeitpunkt H treten dann wieder plastische, kontraktante Verformungen und eine Verfestigung auf.

Die Pfahlnormalkraftverläufe zu den Zeitpunkten der Erstbelastung auf $V = 5$ kN, 15 kN und 25 kN werden in Bild 9.29 für die Versuche ohne Ent- und Wiederbelastung dargestellt. Für die dargestellten Belastungsgrößen wird tendenziell eine gute Übereinstimmung beobachtet. Mit zunehmender Belastung wird mit den Simulationsberechnungen die Pfahlmantelreibung allerdings leicht überschätzt.

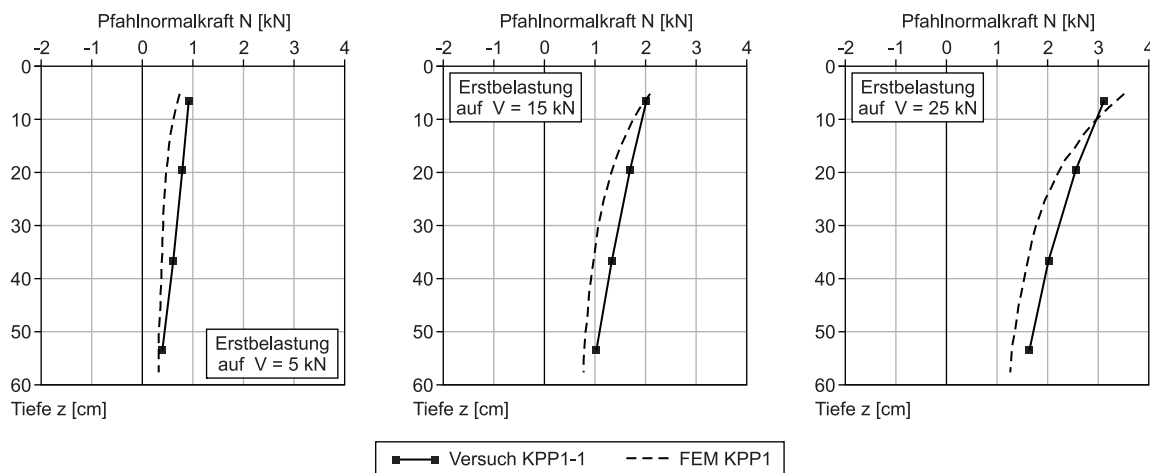


Bild 9.29 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1 ohne Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe

Bei dem Vergleich der Ergebnisse der Berechnungen und Versuche mit Ent- und Wiederbelastung zeigt sich bei den Erstbelastungen auf 5 kN, 15 kN und 25 kN ein ähnliches Bild (Bild 9.30). Für die Zustände der Entlastung der Modellgründung werden allerdings auch in dieser Darstellung die Abweichungen der berechneten Pfahlzugkräfte von den im

Versuch ermittelten deutlich. Für die Wiederbelastungen ergeben sich für die berechneten Pfahlnormalkräfte qualitativ zur Erstbelastung vergleichbare Verläufe.

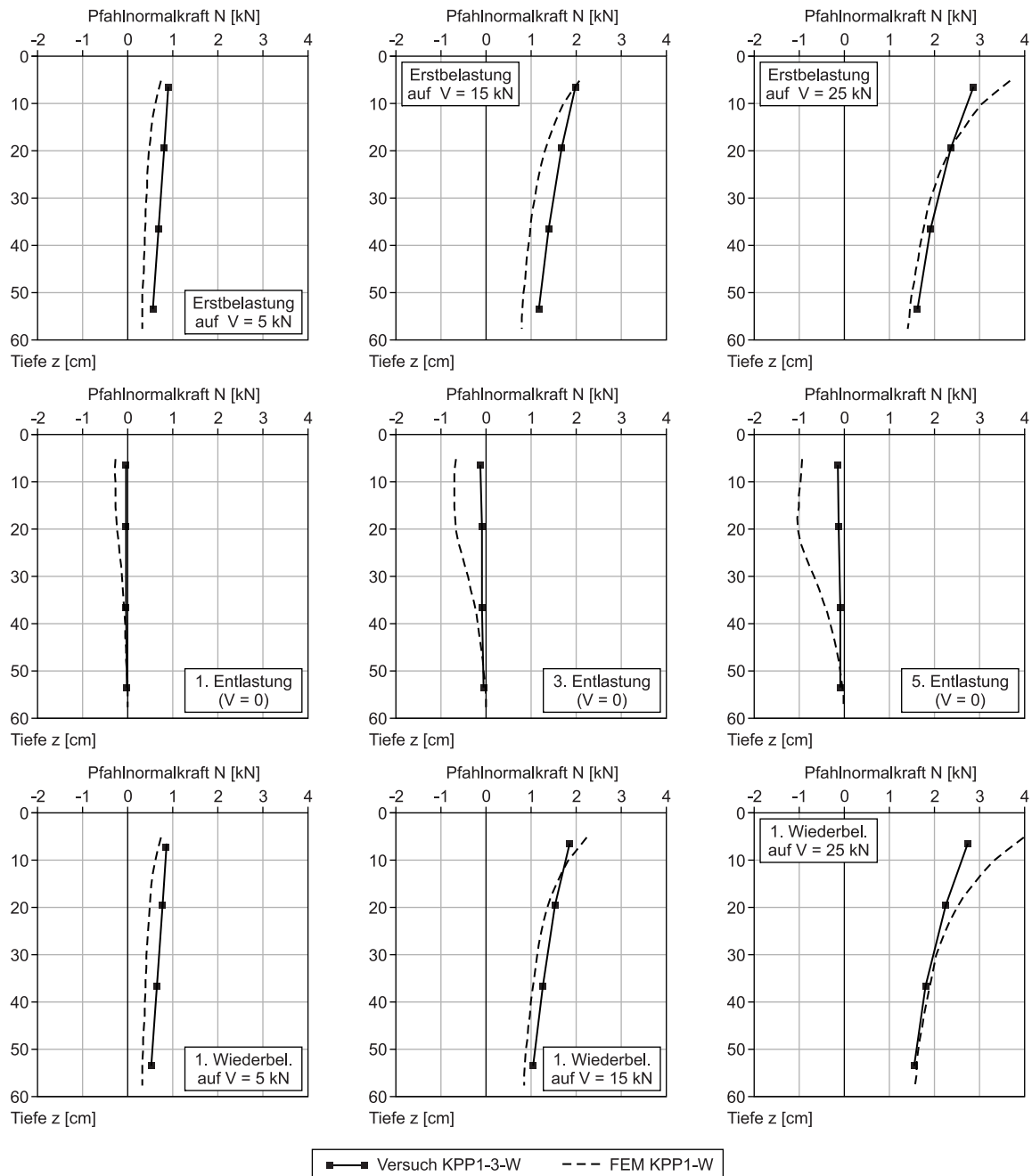


Bild 9.30 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1 mit Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe

In Bild 9.31 wird die Last-Setzungslinie für die KPP mit einem Pfahl ohne Ent- und Wiederbelastung aus dem Modellversuch mit der berechneten Last-Setzungslinie bis zu einer Setzung von 40 mm verglichen. Im Versuch fällt die aufgenommene Last V nach dem

Erreichen eines Maximalwertes von rd. 35 kN ab, es kommt zu einem Versagen der Gründung. Die berechnete Last-Setzungslinie weist bei einer Last von rd. 37 kN einen deutlichen Knick auf, der auf ein Versagen der Gründung schließen lässt. Allerdings wird bei zunehmender Setzung eine Laststeigerung berechnet. Das im Modellversuch im Bereich der Grenztragfähigkeit und im Nachbruchbereich beobachtete entfestigende Materialverhalten bei Scherbeanspruchung kann durch das gewählte Stoffgesetz nicht abgebildet werden (vgl. Schweiger 2008). Dies führt zu der nennenswerten Lastdifferenz im Bereich nach Überschreitung der Maximallast.

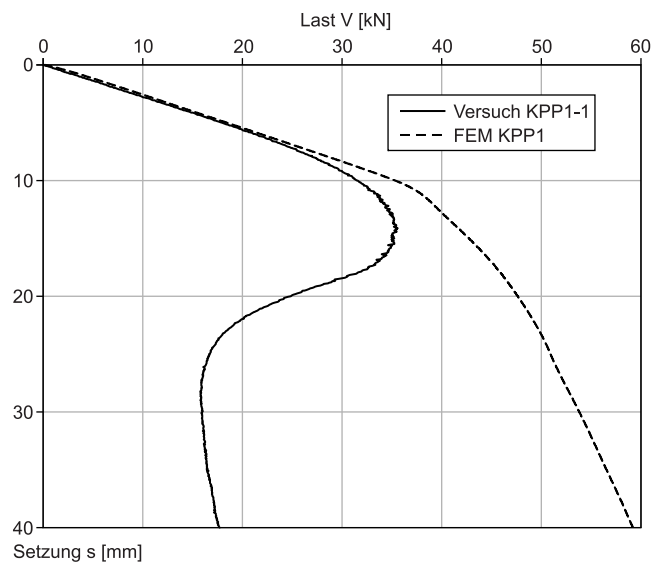


Bild 9.31 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse KPP1:
Last-Setzungslinie bis $s = 40$ mm

9.6.4 Flächengründung

In Bild 9.32 wird die mit dem Modellversuch für eine Flächengründung ohne Ent- und Wiederbelastung ermittelte Last-Setzungslinie und die rechnerisch ermittelte Last-Setzungslinie dargestellt. Die berechneten Setzungen sind geringer als die im Versuch festgestellten.

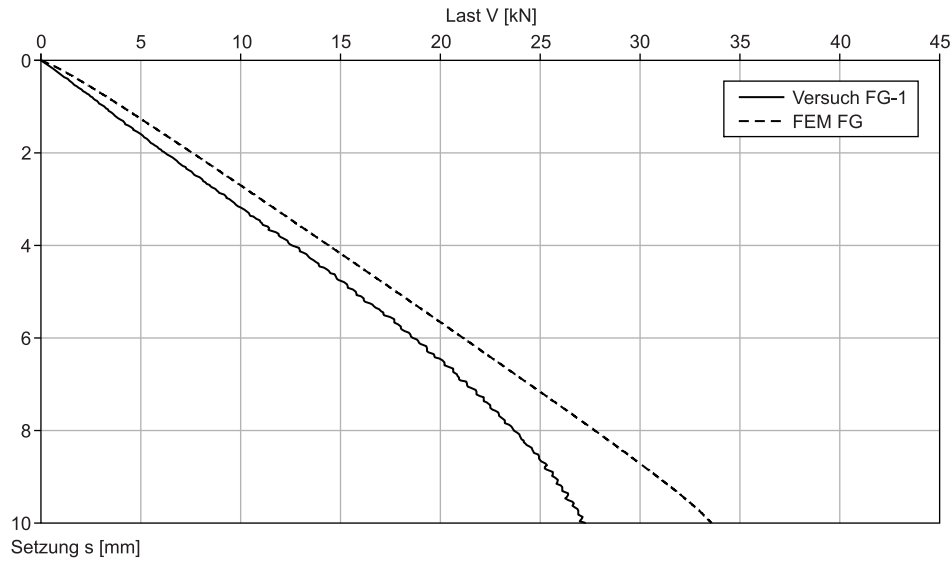


Bild 9.32 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse FG ohne Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

Auch die Berechnung zu der Flächengründung mit Erst- und Wiederbelastung ergibt für die Erstbelastung geringere Setzungen; mit zunehmendem Lastniveau verringert sich diese Differenz allerdings (Bild 9.33). Die Steigung der Ent- und Wiederbelastungsäste der berechneten Kurvenverläufe ist größer als die in den Versuchen beobachteten.

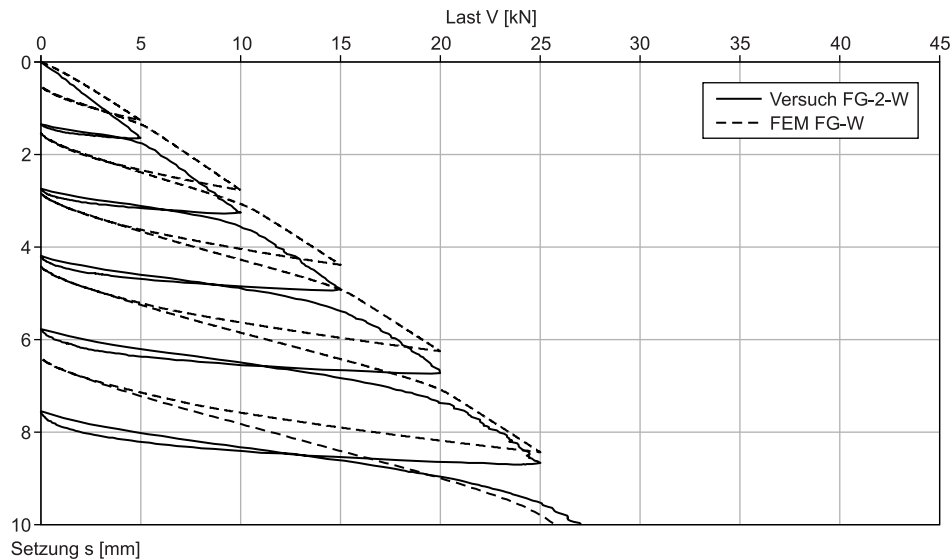


Bild 9.33 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse FG mit Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

9.6.5 Einzelpfahl

Die berechnete Last-Setzungslinie für den Einzelpfahl zeigt bereichsweise etwas größere Setzungen als im Versuch beobachtet. Die Skalierung in Bild 9.34 entspricht den in den vorangegangenen Abbildungen zu den anderen Gründungsarten.

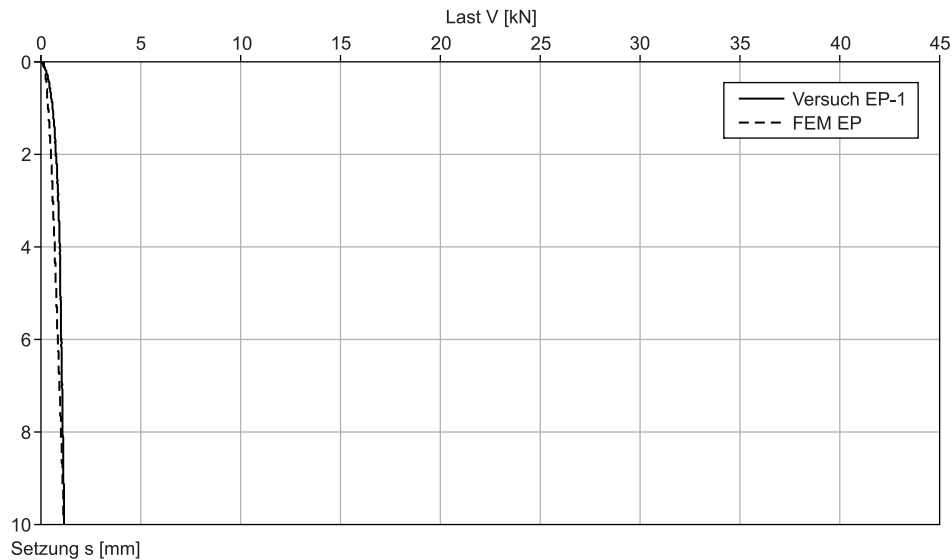


Bild 9.34 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse EP ohne Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

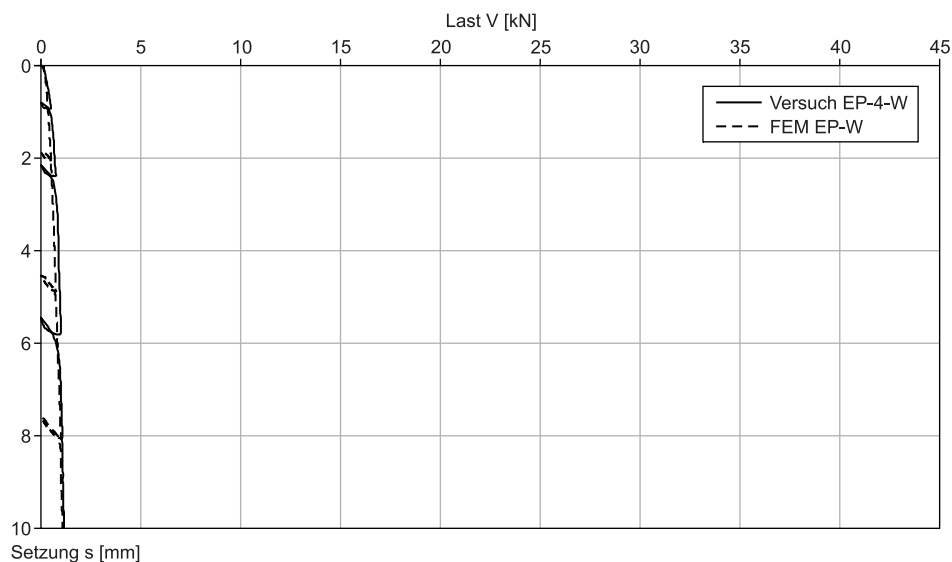


Bild 9.35 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse EP mit Ent- und Wiederbelastung: Last-Setzungslinien

In Bild 9.35 wird auch bei den Berechnungen zum Einzelpfahl mit Ent- und Wiederbelastung die bereichsweise um bis zu rd. 2 mm größere Setzung deutlich; dies ist besonders

an der Lage der Ent- und Wiederbelastungsäste zu sehen. Die Steigung der Ent- und Wiederbelastungsäste wird mit den Berechnungen allerdings gut abgebildet.

Die im Messquerschnitt PME-1 berechnete Pfahlnormalkraft-Setzungslinie (Bild 9.36) entspricht weitgehend der Last-Setzungslinien des Pfahls (Bild 9.34). Die mit den Versuchen festgestellte Abnahme der Pfahlnormalkraft mit zunehmender Pfahltiefe wird mit den Berechnungen in etwas geringerem Maße abgebildet. Für den Messquerschnitt PME-4 wird eine gute Übereinstimmung von Berechnungs- und Versuchsergebnis beobachtet.

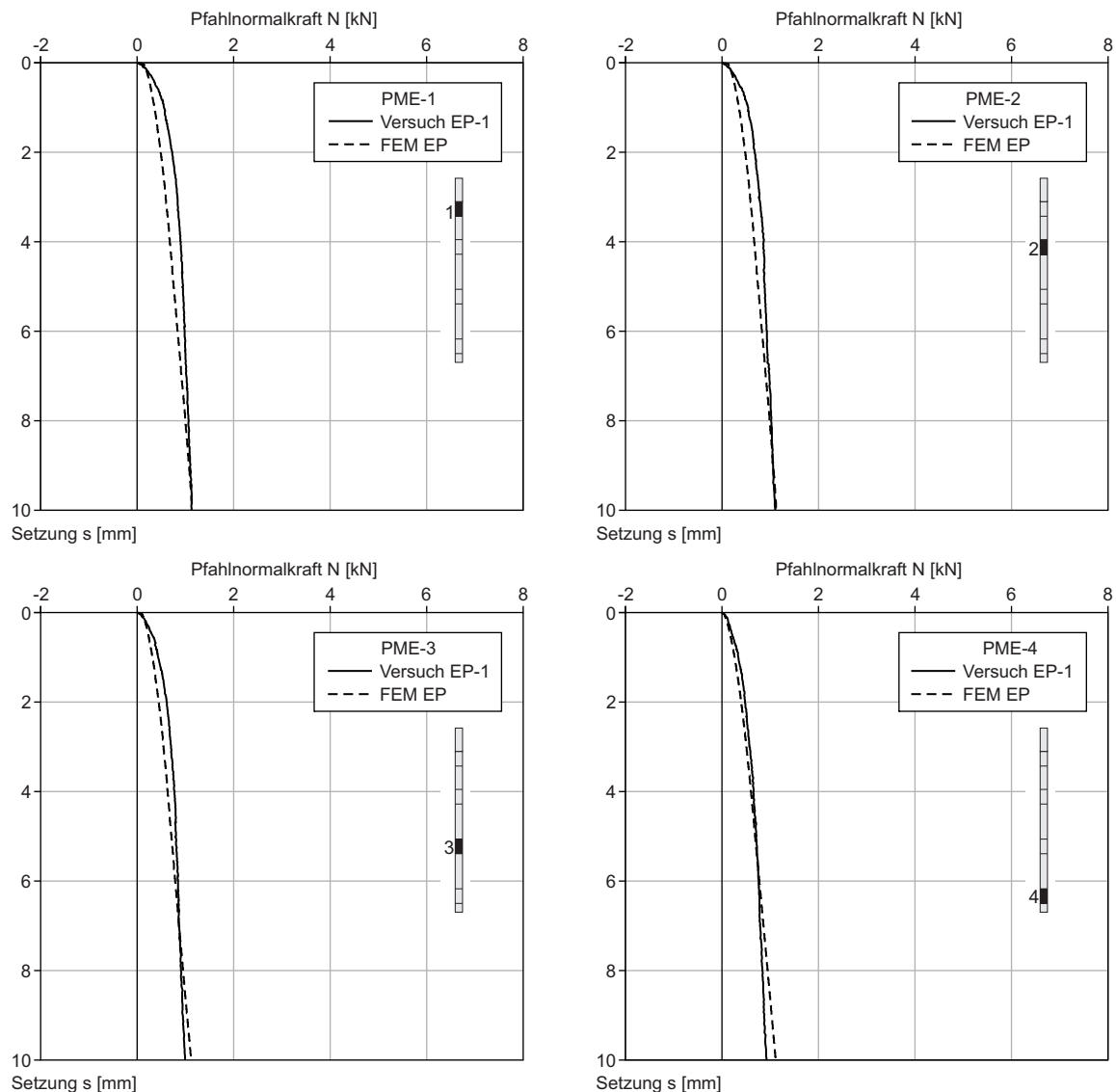


Bild 9.36 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse EP ohne Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen

Für die Berechnungen mit Ent- und Wiederbelastung zeigt sich in den Bereichen der Erstbelastung ein vergleichbarer Kurvenverlauf (Bild 9.37). Auch hier weisen die Berechnungen im Vergleich zu den Messwerten bereichsweise etwas größere Setzungen auf.

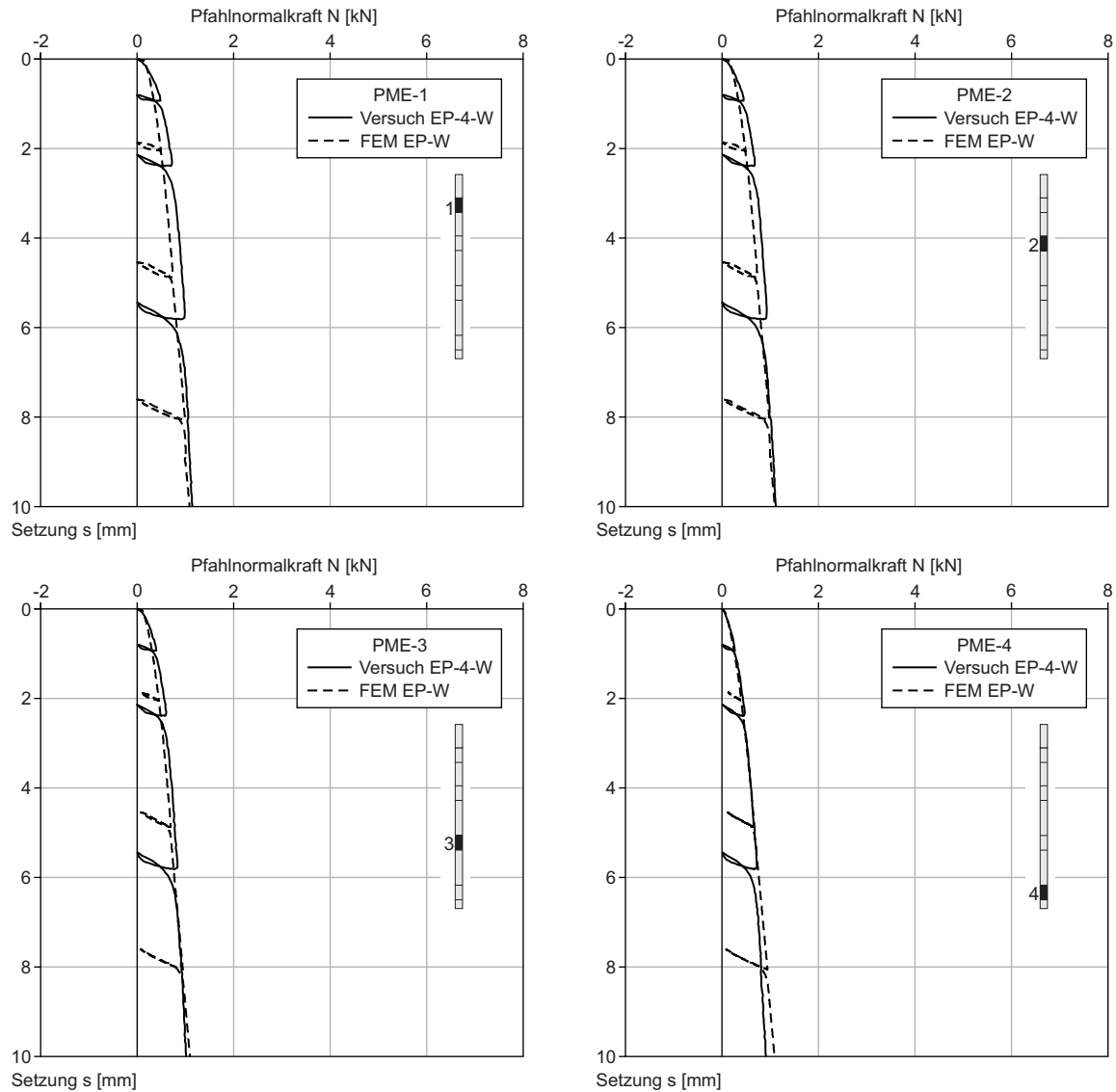


Bild 9.37 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse EP mit Ent- und Wiederbelastung: Setzungsabhängige Pfahlnormalkraft in den Pfahlkraftmesselementen

Auch in den Darstellungen zum Pfahlnormalkraftverlauf zeigt sich die mit den Berechnungen ermittelte geringere Abnahme der Pfahlnormalkraft mit zunehmender Pfahltiefe (Bild 9.38). Für eine Last von $V = 1,00$ kN wird mit den Berechnungen ein nahezu vollständiges Ableiten der Last durch den Pfahl in den Pfahlfuß ermittelt.

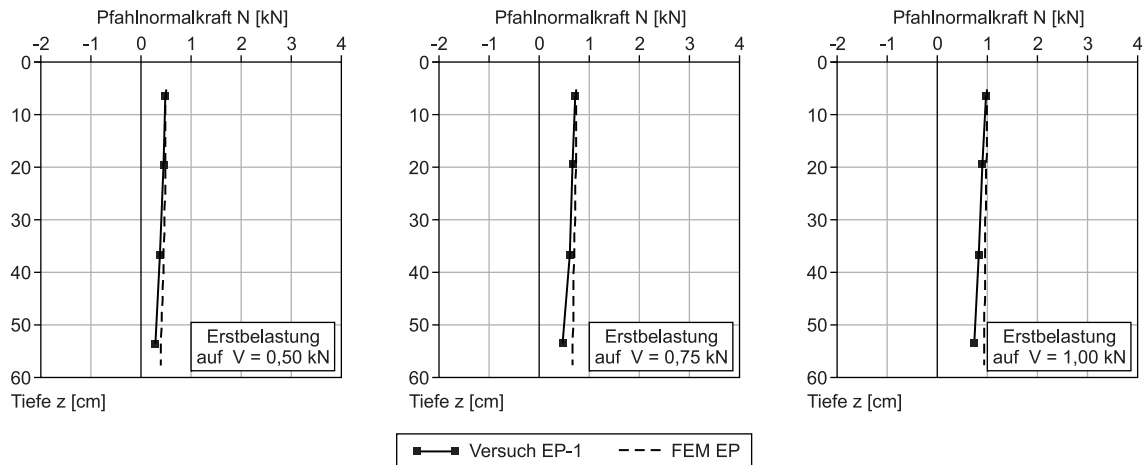


Bild 9.38 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse EP ohne Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormalkraftverläufe

Bei den Entlastungen kommt es zu einer nahezu vollständigen Entlastung des Pfahls. Zugkräfte werden weder in den Versuchen noch in den Berechnungen beobachtet (Bild 9.39).

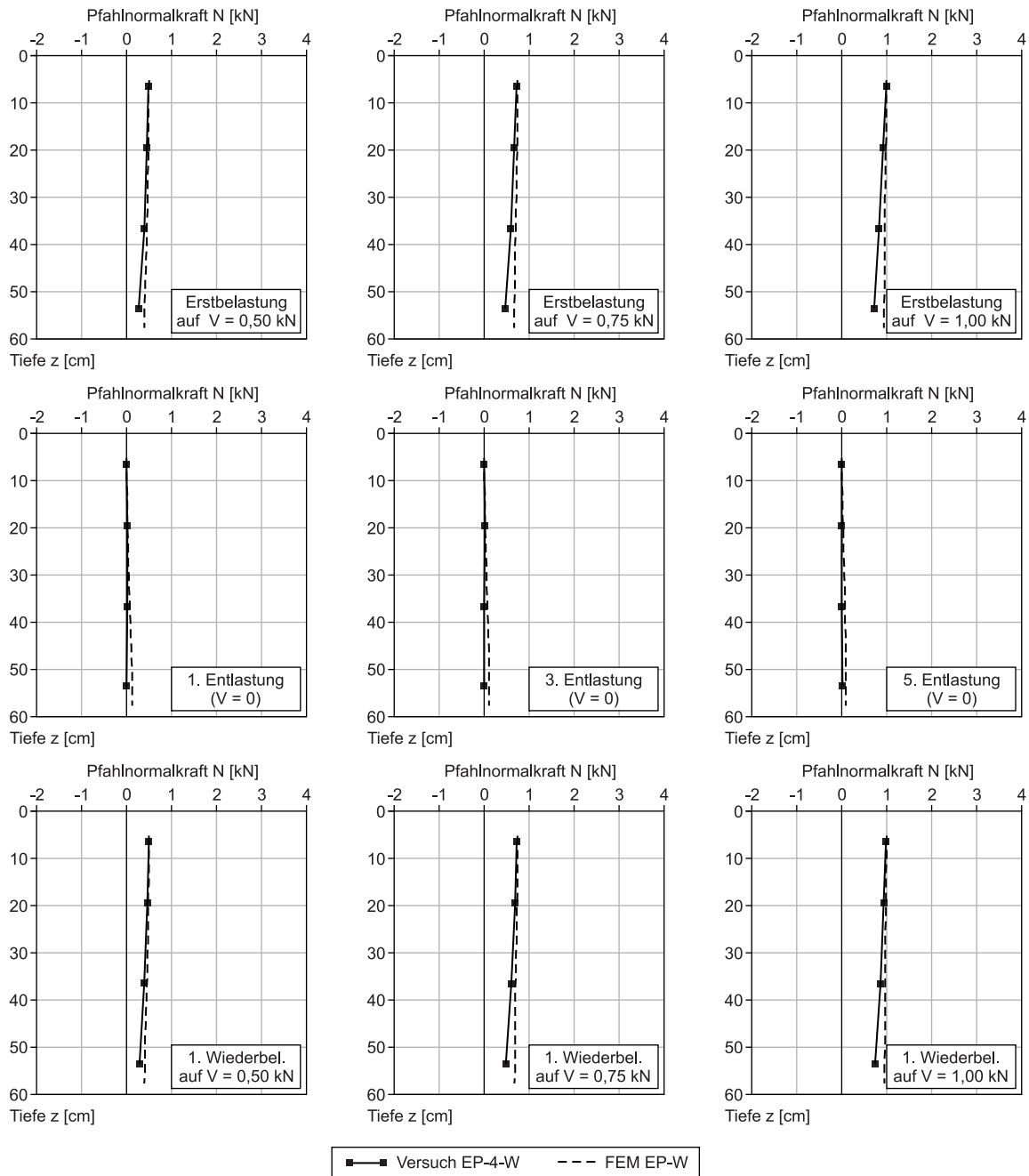


Bild 9.39 Vergleich Berechnungs- und Versuchsergebnisse EP mit Ent- und Wiederbelastung: Pfahlnormkraftverläufe

9.6.6 Bewertung

Das Tragverhalten der vier untersuchten Gründungsarten KPP mit fünf Pfählen und mit einem Pfahl, Plattengründung sowie Einzelpfahlgründung ist im Hinblick auf Widerstände, Tragverhalten und Belastungszustände im Boden stark unterschiedlich. Dies wird

auch in der Gegenüberstellung der Setzungsverteilungen, die mit den Simulationsberechnungen bei einer Setzung der Gründung von 10 mm ermittelt wurden, deutlich (Bild 9.40).

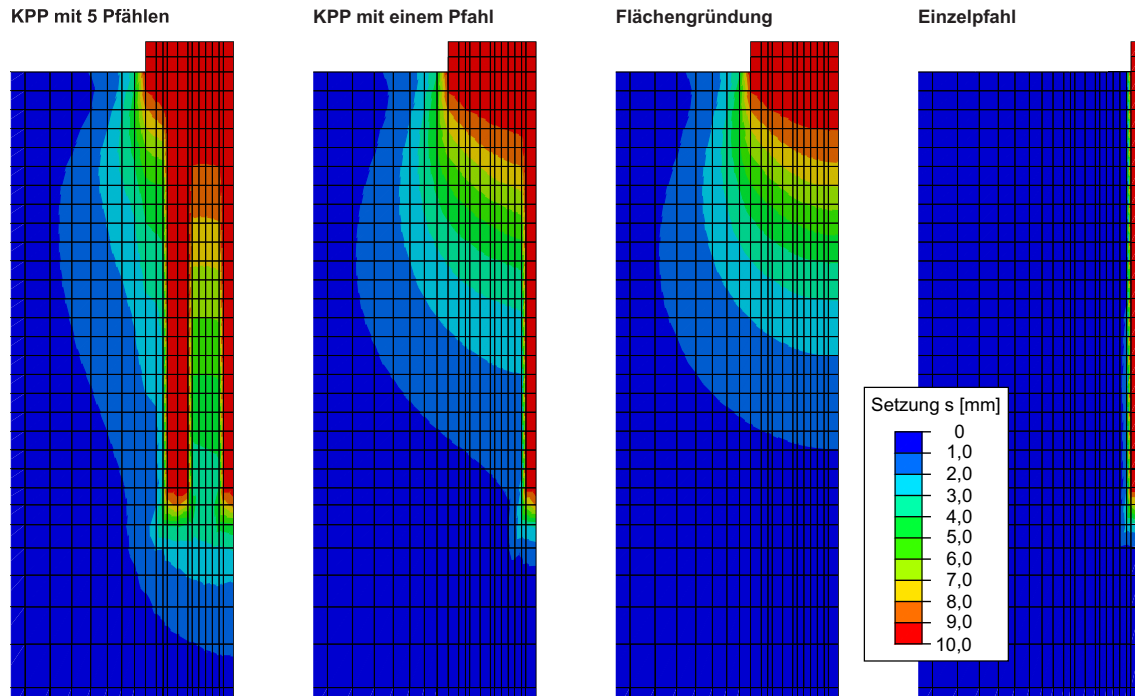


Bild 9.40 Berechnete Setzungsverteilungen für untersuchte Gründungskonfigurationen

Bei der KPP mit fünf Pfählen erfolgt der Lastabtrag in tiefere Bereiche als mit der KPP mit einem Pfahl. Der Boden im oberen Pfahlzwischenbereich setzt sich blockhaft mit der Gründung. Die Setzungsverteilung bei der KPP mit einem Pfahl ähnelt der bei der Flächengründung. Infolge der Belastung des Einzelpfahls treten kaum Mitnahmesetzungen auf.

Für alle untersuchten Gründungsarten wird zur Simulation des Trag- und Verformungsverhaltens des Sands ein Stoffgesetz mit durchgehend demselben Parametersatz verwendet. Das in den Versuchen beobachtete Tragverhalten der Modellgründungen kann mit den Simulationsberechnungen qualitativ gut abgebildet werden.

Das gewählte Stoffgesetz wird, ausgehend von den Ergebnissen der Simulationsberechnungen und dem Vergleich zu den Modellversuchen, als grundsätzlich geeignet angesehen zur Anwendung für realmaßstäbliche Berechnungen mit einfachen Ent- und Wiederbelastungsvorgängen.

Mit den Berechnungen werden bei den Entlastungen der Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zum Teil Zugkräfte in den Pfählen festgestellt. Diese teilweise auch bei den Modellversuchen beobachtete Belastung der Pfähle wird auf eine Verspannung der Pfähle bei einer Entlastung des Bodens unter der Platte der KPP zurückgeführt. Hieraus resultiert eine negative Mantelreibung bei den Pfählen.

10 Zusammenfassung und Ausblick

Die Wiedernutzung einer Bestandsgründung kann als Alternative zu deren Abbruch oder zu deren ungenutzten Verbleib im Baugrund aus vielfältigen Gründen erforderlich beziehungsweise attraktiv sein. Speziell in dicht bebauten Großstädten besteht ein zunehmender Bedarf, im Zuge von Neu- oder Umbaumaßnahmen vorhandene Bestandsgründungen wiederzunutzen. Dies kann unter anderem erforderlich werden, wenn die Bestandsgründungen nicht oder nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand entfernt werden können und das Einbringen von neuen Gründungselementen aus Platzgründen nicht möglich ist.

Mit der Wiedernutzung von Bestandsgründungen sind ökologische und ökonomische Vorteile verbunden. Insbesondere die Reduktion von Bau- beziehungsweise Abbrucharbeiten, die Verringerung des Energie- und Materialverbrauchs und die Reduktion von Emissionen wirken sich positiv auf die Herstellungskosten auf der einen Seite und die Ökobilanz auf der anderen Seite aus. Im Sinne einer nachhaltigen Konstruktion wird der Ressourcenverbrauch, wie auch der Umfang des Eingriffs in den noch ungenutzten Baugrund reduziert.

Wesentlicher Bestandteil des Planungsprozesses einer möglichen Wiedernutzung ist eine umfangreiche Bestandsanalyse. Zur Beurteilung der äußeren und inneren Tragfähigkeit einer Bestandsgründung sind im Rahmen dieser Analyse u.a. die Geometrie, die Integrität und die Dauerhaftigkeit der Gründungselemente zu untersuchen und zu bestätigen. Hierzu stehen unterschiedliche zerstörungsfreie und direkte Prüf- und Erkundungsmethoden zur Verfügung, wobei den zerstörungsfreien Prüfverfahren im Hinblick auf eine Wiedernutzung eine besondere Bedeutung zukommt.

Wichtigstes Verfahren zur Prüfung der Tragfähigkeit von Bestandsgründungen sind Probelastungen. Statische Probelastungen können eventuell unter Nutzung des vorhandenen Bauwerks als Widerlager durchgeführt werden. Neben statischen und dynamischen Probelastungen bietet auch die messtechnische Erfassung des Hebeungsverhaltens einer Gründung während des Gebäuderückbaus die Möglichkeit, Rückschlüsse auf das Tragverhalten der Bestandsgründung zu ziehen.

Bei der Planung eines Neubaus im Bereich der Grundfläche eines Bestandsgebäudes stehen prinzipiell mehrere Alternativen im Umgang mit der Bestandsgründung zur Auswahl. Neben der Wiedernutzung der Gründung, gegebenenfalls in Kombination mit zusätzlich eingebrachten Gründungselementen oder Verstärkungen, können Bestandsgründungen auch ungenutzt im Baugrund verbleiben oder, soweit technisch möglich, entfernt werden. Zu Beginn eines Neubauprojektes ist meistens nicht unmittelbar abzusehen, welche Al-

ternative sich im konkreten Fall als die geeignete darstellt. Der Ablauf eines Bauvorhabens, bei dem der Umgang mit Bestandsgründungen von Relevanz ist, unterscheidet sich aufgrund der oft zu unterschiedlichen Phasen des Bauvorhabens zusätzlich erforderlichen Untersuchungen, Planungen und Entscheidungsprozesse wesentlich von dem eines klassischen Neubauvorhabens. Um das Risiko, erst im Rahmen der fortgeschrittenen Planung oder der Ausführung zu erkennen, dass die geplante Wiedernutzung aus technischen oder wirtschaftlichen Gründen nicht möglich oder nicht zu empfehlen ist, zu minimieren, gilt es, die Planungs- und Entscheidungsprozesse frühzeitig auf die erforderlichen Zusatzuntersuchungen abzustimmen. Ablaufdiagramme mit Handlungsempfehlungen zum Umgang mit Bestandsgründungen wurden erarbeitet und werden beispielhaft vorgestellt.

Im Hinblick auf das Tragverhalten von Gründungselementen, die wiedergenutzt werden sollen, ist die richtige Beurteilung des Ent- und Wiederbelastungsverhaltens der Gründung von entscheidender Bedeutung. Im Rahmen der vorliegenden Arbeit wurden daher umfangreiche Modellversuche zum Last-Setzungsverhalten von Flach-, Pfahl- und Kombinierten Pfahl-Plattengründungen (KPP) mit und ohne Ent- und Wiederbelastungen konzipiert und durchgeführt. Bei den Wiederbelastungen wird das typische, im Vergleich zu den Erstbelastungen deutlich steifere Verformungsverhalten festgestellt. Mit den Versuchen werden die für das Tragverhalten einer KPP typischen Interaktionseinflüsse zwischen Pfahl, Platte und Boden im Modellversuch aufgezeigt. Die Versuche zeigen, dass es infolge von Entlastungen insbesondere bei Kombinierten Pfahl-Plattengründungen zu Zugkräften in den Pfählen kommen kann. Dieser Sachverhalt ist im Zusammenhang mit der Wiedernutzung der Pfähle von besonderer Bedeutung, da die Integrität und die dauerhafte Beständigkeit der Bestandspfähle zur Wiedernutzung zwingend erforderlich und nachzuweisen sind.

Für die unterschiedlichen Modellversuchskonfigurationen wurden umfangreiche numerische Simulationsberechnungen durchgeführt. Anhand der Berechnungen wurde die grundsätzliche Eignung des gewählten Simulationsmodells und Stoffgesetzes zur Abbildung des Verformungsverhaltens des sehr dicht gelagerten Darmstädter Sands sowie der Ent- und Wiederbelastungsvorgänge im Gebrauchslastbereich geprüft.

Anhand von bodenmechanischen Laborversuchen wurden die Parameter zur Definition des Stoffgesetzes für den sehr dicht gelagerten Darmstädter Sand identifiziert. Aufbauend auf hydrostatischen Triaxialversuchen wurden eine Verfestigungsregel und eine spannungsabhängige Formulierung der elastischen Steifigkeit aufgestellt. Das Tragverhalten der Modellgründungen wird mit den numerischen Simulationsberechnungen unter Verwendung des laborativ ermittelten Parametersatzes qualitativ gut abgebildet. Die Ergebnissen der Simulationsberechnungen und der Vergleich zu den Modellversuchen belegen,

dass das gewählte Stoffgesetz grundsätzlich für Berechnungen mit einfachen Ent- und Wiederbelastungsvorgängen geeignet ist.

Die durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die Vorbelastungshistorie von Bestandsgründungen deren Last-Setzungsverhalten bei Wiederbelastungen maßgeblich steuert und es daher von entscheidender Bedeutung ist, diese Historie bei der Beurteilung des Tragverhaltens von Gründungselementen, die wiedergenutzt werden sollen, zu berücksichtigen. Mit den durchgeführten numerischen Simulationsberechnungen konnte das charakteristische Last-Setzungsverhalten für unterschiedliche Gründungsarten abgebildet werden. Auch hier zeigt sich, dass es infolge von Entlastungsvorgängen an einem Pfahl durch die Verspannung des Pfahls im Baugrund zu Zugkräften im Pfahl kommen kann. Für die Baupraxis heißt das, dass es durch die mit einem Gebäudeabbruch einhergehende Entlastung von Bestandspfählen Zugspannungen entstehen können, die Risse verursachen können. Dies ist im Hinblick auf eine Wiedernutzung des Pfahls und bei den am Pfahl durchzuführenden Untersuchungen und Arbeiten zu berücksichtigen.

Die durchgeführten Recherchen und die vorgestellten Projektbeispiele zeigen, dass eine umfassende Archivierung relevanter Planungs- und Bauunterlagen bei der Wiedernutzung von Bestandsgründungen von zentraler Bedeutung ist. Um auf einem Grundstück auch in Zukunft möglichst uneingeschränkt Gebäude errichten zu können und so den Wert eines Grundstücks zu erhalten, ist die spätere Wiedernutzung einer Gründung möglichst bereits bei deren Planung und Errichtung zu berücksichtigen. Dies kann durch eine vollständige Dokumentation des hergestellten Gründungssystems und die Archivierung relevanter Test- und Messergebnisse erfolgen. Vorhandene Messelemente können gegebenenfalls zur Überwachung des Gebäudeabbruchs genutzt werden und so eine Beurteilung des Last-Setzungsverhaltens ermöglichen, was die Planung einer Wiedernutzung vereinfacht. Der Entwicklung von auch nach mehreren Jahrzehnten noch reaktivierbarer Messtechnik und der dauerhaften, soft- und hardwareunabhängigen Archivierung wesentlicher Pläne und Daten ist hierbei eine besondere Bedeutung zuzuschreiben.

Im Hinblick auf die Verifikation und Weiterentwicklung von numerischen Simulationsmodellen zur Berechnung des Tragverhaltens von Bestandsgründungen kann die messtechnische Überwachung der Entlastung bei Abbruch und der Wiederbelastung bei Gebäudeneubau einen wesentlichen Beitrag liefern.

In den kommenden Jahren wird die Frage des Umgangs mit im Baugrund vorhandenen Bestandsgründungen weiter an Bedeutung gewinnen. Mit der vorliegenden Arbeit werden wesentliche Aspekte der Wiedernutzung von Bestandsgründungen erarbeitet und zusammenfassend beschrieben.

11 Literaturverzeichnis

Allenou, C. (2003)

One careful owner. Ground Engineering, März 2003, 34-36

Anderson, S.A., Bird, J.F., Chapman, T.J.P. (2006)

Assessment of risks and opportunities of foundation reuse. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 3-13

ARGEBAU - Fachkommission Bautechnik der Bauministerkonferenz (2008)

Hinweise und Beispiele zum Vorgehen beim Nachweis der Standsicherheit beim Bauen im Bestand. DIBt Mitteilungen, 39. Jahrgang, Heft 3, Deutsches Institut für Bautechnik

Arslan, U. (1980)

Zur Frage des elastoplastischen Verformungsverhaltens von Sand - Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23

Bachmann, G. (2009)

Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch - Experimente und Numerik. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 84

Bathe, K.-J. (2002)

Finite-Elemente-Methoden. Springer, Berlin

Baziar, M.H., Ghorbani, A., Katzenbach, R. (2009)

Small-Scale Model Test and Three-Dimensional Analysis of Pile-Raft Foundation on Medium-Dense Sand. International Journal of Civil Engineering, Vol. 7, No. 3, September 2009, 170-175

Begaj, L., McNamara, A.M. (2011)

Centrifuge model testing for pile foundation reuse. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, Volume 11, Issue 4, 166-177

Beim, J.W., Debas, L.F., Kormann, A.C.M., Martinati, L.R., Neto, L.A. (2005)

Tomography: A New Technology for Quality Control of Deep Foundations. GEO3 Construction Quality Assurance/Quality Control Technical Conference, Dallas/Ft. Worth, 323-328

- Bell, A., Soga, K., Ouyang, Y., Yan, J., Wang, F. (2013)
The role of fibre optic instrumentation in the re-use of deep foundations. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 1863-1866
- Berglund, C., Holm, G., Nilsson, T., Bjordal, C. (2006a)
Durability of old timber piles: A case study. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 79-85
- Berglund, C., Holm, G., Johanson, L.O. (2006b)
Documentation of new foundations to enable reuse in the future. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 271-276
- Brinkgreve, R.B.J. (1994)
Geomaterial models and numerical analysis of softening. Technische Universiteit Delft
- Bullock, P.J. (2003)
A study of the setup behaviour of drilled shafts. University of Florida, Department of Civil and Coastal Engineering
- Bullock, P.J. (2008)
The Easy Button for Driven Pile Setup: Dynamic Testing. From Research to Practice in Geotechnical Engineering, Geotechnical Publication No.180, American Society of Civil Engineers, Reston, 471-488
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, Bau und Reaktorsicherheit, BMUB (2016)
Leitfaden Nachhaltiges Bauen. Zukunftsfähiges Planen, Bauen und Betreiben von Gebäuden, Februar 2016, Berlin
- Butcher, A.P. (2006)
The detection of pile geometry using geophysics. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 87-94
- Butcher, A.P., Powell, J.J.M., Skinner, H.D. (2006a)
Reuse of foundations for urban sites - a best practice handbook. IHS BRE Press, Bracknell

- Butcher, A.P., Skinner, H.D., Powell, J.J.M. (2006b)
Stonebridge Park – a demolition case-study. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 321-329
- Butcher, A.P., Powell, J.J.M., Kightley, M., Troughton, V. (2008)
Comparison of behaviour of CFA piles in London clay as determined by static, dynamic and rapid testing methods. Proceedings of the 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, CRC Press, 205-212
- Chambosse, G. (1976)
Stoffansatz für den Sand unter den Verformungsbedingungen im Standard-Triaxialversuch. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 10
- Chapman, T.J.P., Marsh, B., Foster, A. (2001)
Foundations for the future. Proceedings of ICE, Civil Engineering 144, Paper 12340, February 2001, 36-41
- Chapman, T.J.P., Chow, F., Skinner, H. (2002)
Building on old foundations - sustainable construction for urban regeneration. CE-World Conference, ASCE Virtual World Congress for Civil Engineering
- Chapman, T.J.P., Butcher, A.P., Fernie, R. (2003)
A generalised strategy for reuse of old foundations. Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, Vol. 1, 613-618
- Chapman, T.J.P., Anderson, S. (2005)
No more space underground! Planning in London, April 2005, 2-4
- Chapman, T.J.P., Anderson, S., Windle, J. (2007)
Reuse of foundations. Construction Industry Research and Information Association (CIRIA), C653, London
- Chow, F.C., Chapman, T.J.P., St. John, H.D. (2002)
Reuse of existing foundations: Planning for the future. Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Structure Interaction in Urban Civil Engineering, Zürich, 171-176

- Clarke, A., Hughes, R., Houson, M. (2006)
The foundations of Ludgate West, City of London. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 331-338
- Curtis, D.C., Lowe, C.R. (2006)
Investigation of under-reamed piles in sandstone to assess potential reuse. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 339-345
- Dassault Systèmes Simulia Corp. (2012)
Abaqus 6.12-1, Benutzerhandbuch
- Doherty, P., Gavin, K. (2013)
Pile Aging in Cohesive Soils. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 139, Issue 9, 1620-1624
- Dong, P., Fan, J., Chen, Z., Wang, L., Gao, X., Qin, R. (2008)
Applying Mise-a-la-masse Method to Determine the Length of Reinforcement in Bored In situ Concrete Piles. Journal of Environmental and Engineering Geophysics, Volume 13, Issue 2, 51-56
- Dürrwang, R., El-Mossallamy, Y., Reininger-Behrenroth, M. (2007)
Neue Erkenntnisse zum Verformungsverhalten des Frankfurter Tons. Bautechnik 84, Heft 3, 190-192
- Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik, EANG (2014)
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), Ernst & Sohn, Berlin
- Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, EA-Pfähle (2012)
Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 2. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin
- Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, EAU (2012)
Hafenbautechnische Gesellschaft e.V. und Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 11. Auflage, Ernst & Sohn, Berlin
- Fernie, R., Bourne-Webb, P., Shotton, P., Tester, P.D. (2006)
Observations of pile-to-pile and pile-cap interaction at a well calibrated RuFUS test site. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 187-198

- Festag, G. (2003)
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 66
- Fioravante, V., Giretti, D., Jamiolkowski, M.B. (2008)
Physical modelling of piled raft. Proceedings of the 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, CRC Press, 241-248
- Fischer, J., Fritsch, M., Stahlmann, J. (2008)
Bewertungsmöglichkeiten von Integritätssignalen am Beispiel von Modell- und Bauwerkspfählen. Tagungsband des 6. Kolloquiums Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, 525-532
- Fischer, J., Missal, C. (2010)
Experimentelle Versuche und numerische Berechnungen zur Bewertung von Integritätssignalen an Pfählen. 31. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, München, DGGT, 193-200
- Franke, J., Woldt, J. (2009)
Die Gründung der Elbphilharmonie Hamburg. Pfahl-Symposium 2009, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 88, 147-169
- Franz, S., Städing, A. (2009)
Ertüchtigung der Bestandspfähle unter dem Hauptbahnhof Leipzig beim Neubau des City-Tunnels Leipzig. Pfahl-Symposium 2009, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 88, 367-382
- Fritsch, M. (2004)
Durchführung und Auswertung bei der Ermittlung der Tragfähigkeit von Pfählen. Geotechnik Kolloquium 30 Jahre IGB·TUBS, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 76, 99-120
- Goldscheider, M. (2003)
Baugrund und historische Gründungen - Untersuchen, Beurteilen, Instandsetzen. Sonderforschungsbereich 315, Universität Karlsruhe (TH)
- Grabe, J., König, F. (2006)
Zeitabhängige Traglaststeigerung von Pfählen am Beispiel der Elbphilharmonie. Bautechnik 83, Heft 3, 167-175

- Graubner, C.-A., Hüske, K. (2003)
Nachhaltigkeit im Bauwesen. Ernst & Sohn, Berlin
- Graubner, C.-A., Mielecke, T. (2012)
Nachhaltige Ingenieurbauwerke. Bauingenieur 87, April, 156-164
- Guilloy, A., Le Bissonais, H., Saussac, L., Perini, T. (2013)
La réutilisation des fondations existantes dans les projets de réhabilitation de constructions anciennes. 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering Paris, 3207-3210
- Gutberlet, C. (2008)
Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund - Experimente und Numerik. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 78
- Hanisch, J., Katzenbach, R., König, G. (2002)
Kombinierte Pfahl-Plattengründungen. Ernst & Sohn, Berlin
- Hegger, J., Dreßen, T., Schießl, P., Gehlen, C., Zintel, M., Mayer, T.F., Kessler, S., Rank, E., Lukas, K., Borrmann, A., Hauer, B., Wiens, U. (2009)
Beton – Nachhaltiges Bauen im Lebenszyklus. Bauingenieur 84, Juli/August, 304-312
- Heibaum, M. (1987)
Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge. Mitteilungen des Instituts für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 27
- Heineke, S. (2001)
Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 57
- Hertlein, B.H., Walton, W.H. (2000)
Assessment and Reuse of Old Foundations. Transportation Research Record, Vol. 1736/2000, 49-52
- Hertlein, B., Davis, A. (2006)
Nondestructive Testing of Deep Foundations. John Wiley & Sons
- Hochtief Construction AG (2005)
tec, Bauen im Bestand. Hochtief Construction AG, März 2005, 10-11

- Hoffmann, K. (2001)
Anwendung der Wheatstoneschen Brückenschaltung, HBM, Darmstadt
- Holzhäuser, J. (1998)
Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 42
- Hussein, M.H., Likins, G. (2005)
Deep Foundations Quality Control and Quality Assurance Testing Methods. Florida Engineering Society Journal, March 2005, 10-13
- Jardine, R.J., Standing, J.R., Chow, F.C. (2006)
Some observations of the effects of time on the capacity of piles driven in sand. Géotechnique 59, No. 4, 227-244
- Jovanovic, M. (2002)
Historische Holzgründungen - Tragverhalten in weichem Baugrund. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 153
- Katzenbach, R. (1993)
Zur technisch-wirtschaftlichen Bedeutung der Kombinierten Pfahl-Plattengründung, dargestellt am Beispiel schwerer Hochhäuser. Bautechnik 70, Heft 3, 161-170
- Katzenbach, R., Ennigkeit, A., Fehsenfeld, A., Seip, M. (2001)
Geotechnische Hochhausforschung im konstruktiven Ingenieurbau - Neubau - Betrieb - Rückbau - Wiederverwendung. Braunschweiger Bauseminar 2001, Institut für Baustoffe, Massivbau und Brandschutz der Technischen Universität Braunschweig, Heft 159, 187-202
- Katzenbach, R., Bachmann, G., Gutberlet, C., Ramm, H. (2004)
The Combined Pile Raft Foundation - A cost optimised foundation technique with multiple additional functionalities. Building for a European Future, Maastricht, Conference Proceedings, Vol. 1, 333-362
- Katzenbach, R., Ramm, H. (2006)
Möglichkeiten und Grenzen der Nutzung von Bestandsfundamentierungen. Bauingenieur, Band 81, Juli/August 2006, 311-317

- Katzenbach, R., Ramm, H., Werner, A. (2006)
Reuse of foundations in the reconstruction of the Hessian parliament complex – A case study. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 385-394
- Katzenbach, R., Gutberlet, C., Bachmann, G. (2007)
Anforderungen an die Anwendung numerischer Standsicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau. Bauingenieur, Band 82, Mai, 199-205
- Katzenbach, R., Leppla, S., Seip, M. (2011)
Die Verformung des Frankfurter Tons infolge Baugrundbelastung. Bauingenieur 86, Mai, 233-240
- Keller Grundbau GmbH (2013)
Reaktivierung von Bohrpfählen im Mannheimer Quadrat P7. Keller Info
- Kirsch, F., Klingmüller, O. (2003)
Erfahrungen aus 25 Jahren Pfahl-Integritätsprüfung in Deutschland - Ein Bericht aus dem Unterausschuß „Dynamische Pfahlprüfungen“ des Arbeitskreises 2.1 „Pfähle“ der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V.. Bautechnik 80, Heft 9, 640-650
- Kirsch, F., Richter, T., Buchheim, A. (2011)
Wiedernutzbarmachung über 30 Jahre alter Pfähle als Gründungselemente für einen Kraftwerksneubau. Pfahl-Symposium 2011, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 94, 323-338
- Klingmüller, O. (1993)
Dynamische Integritätsprüfung und Qualitätssicherung bei Bohrpfählen. Geotechnik 16, 72-80
- Klingmüller, O. (1995)
Qualitätssicherung bei der Wiederverwendung einer bestehenden Pfahlgründung. Bautechnik 72, Heft 7, 467-468
- Klingmüller, O., Schallert, M., Gottlöber, B., Mayer, C. (2005)
Ultraschallprüfung und Hammerschlagprüfung. Pfahl-Symposium 2005, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 80, 293-312

- Klingmüller, O., Rausche, F. (2013)
Auswertung der dynamischen Pfahlprobelastungen. Pfahl-Symposium 2013, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 96, 123-142
- König, F. (2008)
Zur zeitlichen Traglastentwicklung von Pfählen und der nachträglichen Erweiterung bestehender Pfahlgründungen. Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg-Harburg, Nr. 17
- Körner, W., Fritsch, M., Gattermann, J. (2007)
Sinn und Zweck von Integritätsprüfungen. Pfahl-Symposium 2007, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 84, 335-348
- Lammertz, P. (2008)
Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden. Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenmechanik, Universität Duisburg-Essen, Heft 35
- Lennon, D.J., Irving, D.A.C., Boyd, P.J.H. (2006)
Investigation and reuse of piled foundations at South Gyle, Edinburg. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 347-356
- Lew, M., Zadoorian, C.J., Carpenter, L.D. (2002)
Integrity testing of drilled piles for tall buildings. Structure, Volume 9, Issue 8, 14-17
- Likins, G., Robinson, B., Piscalko, G. (2013)
A brief overview of testing of deep foundation. Proceedings of Testing and Design Methods for Deep Foundations, IS-Kanazawa, Kanazawa, 3-11
- Maung, A.W., Aye, Z.Z., Boonyarak, T. (2008)
Application of low-strain integrity tests for quality assurance of deep foundations in Thailand. Proceedings of the 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, IOS Press, 663-669
- Meinhardt, G., Hoefsloot, F.J.M., Bakker, K.J., de Jong, E. (2010)
Statnamic Probelastungen von Großbohrpfählen, Ausführung und Beurteilung. 31. Baugrundtagung, München, DGGT, 27-33

- Middendorp, P., de Neef, L., van Dorp, R., Lambo, A. (2013)
StatRapid, eine Neuentwicklung für Rapid-Load-Testing. Pfahl-Symposium 2013, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 96, 101-119
- Moormann, C. (2002)
Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 59
- Motzke, G. (2007)
Rechtliche Fragen beim Bauen im Bestand unter besonderer Berücksichtigung von Baugrundproblemen bei Revitalisierungen. Baurechtstreff 2007, Bonn, Deutsche Gesellschaft für Baurecht e.V., 51-63
- Ng, K.W., Roling, M., Abdelsalam, S.S., Suleiman, M.T., Sritharan, S. (2013a)
Pile Setup in Cohesive Soil. I: Experimental Investigation. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 139, Issue 2, 199-209
- Ng, K.W., Suleiman, M.T., Sritharan, S. (2013b)
Pile Setup in Cohesive Soil. II: Analytical Quantifications and Design Recommendations. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Volume 139, Issue 2, 210-222
- Niederleithinger, E. (2008)
Numerical simulation of low strain dynamic pile tests. Proceedings of the 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, IOS Press, 315-320
- Niederleithinger, E. (2011)
Optimierung und Erweiterung der Parallel-Seismik-Methode zur Bestimmung der Länge von Fundamentpfählen. BAM-Dissertationsreihe, Band 70, Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung
- Niederleithinger, E., Taffe, A. (2006)
Early stage elastic wave velocity of concrete piles. Cement & concrete composites 28, Number 4, 317-320
- Niederleithinger, E., Taffe, A., Klingmüller, O., Katzenbach, R. (2007)
Zerstörungsfreie Untersuchung von Gründungselementen im Rahmen von Wiedernutzungsprojekten. Geotechnik 30, Nr. 3, 146-157

- Niederleithinger, E., Ertel, J.-P., Grohmann, M. (2015)
Low-Strain-Pfahlintegritätsprüfung reloaded: Geht nicht doch ein bisschen mehr?
Pfahl-Symposium 2015, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 99, 117-135
- Niederleithinger, E., Ertel, J.-P., Sachor, M., Unseld, H. (2016)
Nachbestimmung von Pfahllängen am Beispiel von Masten. 34. Baugrundtagung, Bielefeld, DGGT, 31-36
- Niederleithinger, E., Katzenbach, R. (2016)
Handbuch zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 98
- Ohde, J. (1939)
Zur Theorie der Druckverteilung im Baugrund. Der Bauingenieur, Band 20, August, 451-459
- Olson, L.D., Jalinoos, F., Aouad, M.F. (1998)
Determination of Unknown Subsurface Bridge Foundations. Geotechnical Guideline No. 16, U.S. Department of Transportation, Federal Highway Administration
- Paul, T., Chow, F.C., Kjeldstad, O. (2002)
Hidden aspects of urban planning, surface and underground development. Thomas Telford, London
- Platzmann, B. (2002)
Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethodik bei Pfahlintegritätsprüfungen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr.67
- Poulos, H.G. (2008)
Simulation of the performance and remediation of imperfect pile groups. Proceedings of the 5th International Symposium on Deep Foundations on Bored and Auger Piles, Ghent, CRC Press, 143-154
- Powell, J.J.M., Butcher, A.P., Pellew, A. (2003)
Capacity of driven piles with time - implications for re-use. Proceedings of the 13th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Prague, Vol. 2, 335-340

- Powell, J.J.M., Brown, M.J. (2006)
Statnamic pile testing for foundation reuse. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 223-236
- Powell, J.J.M., Skinner, H.D. (2006)
Capacity changes of bored piles with time. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 237-248
- Pralle, N., Gromer, C. (2012)
Nachhaltigkeit und CO₂-Fußabdruck - Was bedeuten diese Anforderungen für die (Wettbewerbsfähigkeit in der) Geotechnik? 32. Baugrundtagung, Mainz, DGGT, 15-19
- Pristov, E., Dalton, W., Piscsalko, G., Likins, G. (2006)
Comparison of Impact-Echo with Broadband Input to Determine Concrete Thickness. NDE Conference on Civil Engineering, St. Louis, Missouri, 254-261
- Quick, H., Katzenbach, R., Hoffmann, H., Richter, T., Savidis, S. (1996)
Reichstag Berlin: Baugund-Tragwerk-Interaktion bei der Gründungsertüchtigung der Holzpfehlgründung. Baugrundtagung, Berlin, 115-128
- Rankka, W., Holm, G. (2006)
Non-destructive methods for testing precast concrete piles under existing buildings. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 133-146
- Rausche, F., Robinson, B., Klingmüller, O. (2003)
Wirkungsvoller Einsatz moderner Testmethoden zur Sicherung der Pfahlqualität. Pfahl-Symposium 2003, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 71, 175-190
- Rausche, F., Klingmüller, O. (2009)
Ermittlung von Art und Tiefe unbekannter Gründungselemente. Pfahl-Symposium 2009, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 88, 351-364
- Reul, O. (2000)
In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 53

- Reul, O., Haebler, H., Remmel, G., Stürzl, M. (2007)
Vom SGZ-Bank Hochhaus zum Parktower, Gründungstechnische Aspekte eines Bauwerks im Wandel. Pfahl-Symposium 2007, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 84, 371-390
- Richter, T. (1995)
Zur rechnerischen Abschätzung des Lastsetzungsverhaltens von Bauwerken. Festschrift zum 60. Geburtstag von Prof. Müller-Kirchenbauer, Mitteilung des Institutes für Grundbau, Bodenmechanik und Energiewasserbau, Universität Hannover, Heft 40
- Robinson, B., Webster, S. (2008)
Successful testing methods for unknown bridge foundations. Proceedings of the 5th Highway Geophysics - NDE Conference, Charlotte, 101-110
- Sack, D., Olson, L., Tinkey, Y. (2008)
In-place nondestructive evaluation of foundations of unknown type and depth. Proceedings of the 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, IOS Press, 443-451
- Schallert, M. (2010)
Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung der Struktur von Betonpfählen. Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 93
- Schanz, T. (1998)
Zur Modellierung des mechanischen Verhaltens von Reibungsmaterialien. Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart, Mitteilung 45
- Schickert, M., Schnapp, J.D., Kroggel, O., Jansohn, R. (2001)
Ultraschallprüfung von Beton: Verbesserte Objekterkennung durch stochastische Methoden. Deutsche Gesellschaft für Zerstörungsfreie Prüfung e.V., DGZfP-Jahrestagung 2001, Berlin
- Schmidt, H.G., Seitz, J.M. (1998)
Grundbau. Sonderdruck aus dem Beton-Kalender 1998, Ernst & Sohn, Berlin
- Schmidt, H.-H., Buchmaier, R.F., Vogt-Breyer, C. (2014)
Grundlagen der Geotechnik. 4. Auflage, Springer Vieweg

- Schmitt, G.-P. (1974)
Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 14
- Schüßler, M., Kirsch, F., Römer, M., Vásquez-Rojas, A. (2018)
Weiternutzung vorhandener Rammpfahlgründungen an Brückenbauwerken – zwei Beispiele. Baugrundtagung, Stuttgart, DGGT, 279-286
- Schweiger, H.F. (2008)
The Role of Advanced Constitutive Models in Geotechnical Engineering. Geomechanik und Tunnelbau 1, Heft 5, 336-344
- Shen, Y. (2006)
Unterfangung belasteter Fundamente durch Bohrpfähle. Veröffentlichungen des Fachgebietes Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Kaiserslautern, Heft 11
- Shvets, V.B., Feklin, V.I., Ginzburg, L.K. (1996)
Reinforcement and Reconstruction of Foundations. Geotechnika 14, Balkema, Rotterdam
- Skov, R., Denver, H. (1988)
Time-dependence of bearing capacity of piles. Application of Stress-Wave Theory to Piles, 3rd International Conference, Ottawa, 879-888
- von Soos, P., Engel, J. (2008)
Grundbau-Taschenbuch, Kapitel Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor. Teil 1: Geotechnische Grundlagen, Aufl. 7, Hrsg.: K.J. Witt, Ernst & Sohn
- Stahlmann, J., Kirsch, F., Schallert, M., Klingmüller, O., Elmer, K.-H. (2004)
Pfahltests - modern dynamisch und/oder konservativ statisch. 4. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, 23-40
- Stahlmann, J., Fritsch, M., Marcher, T., Buchegger, S. (2006)
Nachweis der Tragfähigkeit einer Pfahlgründung mittels dynamischer Probelastungen am Beispiel einer Anlegestation für Öltanker. 29. Baugrundtagung, Bremen, DGGT, 239-246

- Stahlmann, J., Fischer, J., Zahlmann, J. (2013)
Charakteristische Pfahlwiderstände aus dynamischen Probelastungen.
Pfahl-Symposium 2013, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft Nr. 96, 57-75
- Stamatopoulos, A.C., Stamatopoulos, C.A., Photiadis, M.G. (2006)
The new Acropolis Museum of Athens. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 287-295
- Stark, J., Wicht, B. (2013)
Dauerhaftigkeit von Beton. 2. Auflage, Springer Vieweg
- St. John, H. (2000)
Follow these footprints. Ground Engineering, Dezember 2000, 24-25
- St. John, H.D., Chow, F.C. (2006)
Reusing piled foundations – two case studies. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 357-374
- Stelte, M., Trunk, U. (2009)
Nachhaltigkeit und Ökobilanz im Spezialtiefbau. 8. Geotechnik-Tag in München, Schriftenreihe, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München, 121-130
- Suckling, T.P., Gwynn, M. (2006)
Testing of a 50-year-old pile near St Paul's, London. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 263-268
- Taffe, A. (2008)
Zur Validierung quantitativer zerstörungsfreier Prüfverfahren im Stahlbetonbau am Beispiel der Laufzeitmessung. Deutscher Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb), Heft 574, Beuth, Berlin
- Taffe, A., Niederleithinger, E., Krause, M., Milmann, B. (2004)
Zerstörungsfreie Untersuchungen an Fundamentplatten mit Ultraschallecho. Beton- und Stahlbetonbau 99, Heft 12, 1000-1004
- Taffe, A., Katzenbach, R., Klingmüller, O., Niederleithinger, E. (2005)
Untersuchungen an Fundamentplatten und Pfahlgründungen im Hinblick einer Wiedernutzung. Beton- und Stahlbetonbau 100, Heft 9, 757-770

- Thieken, K., Achmus, M. (2012)
Untersuchung der Interaktionsbeziehungen kombiniert belasteter Pfähle in bindigen und nichtbindigen Böden. Geotechnik 35, Heft 4, 217-228
- Thomas, S., Kempfert, H.-G. (2013)
Experimentelle Erkenntnisse zum zyklisch axialen Pfahltragverhalten. Geotechnik 36, Heft 3, 169-179
- Turek, J. (2006)
Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombierter Pfahl-Plattengründungen. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft 72
- Turner, M.J. (1997)
Integrity testing in piling practice. CIRIA Report 144, Construction Industry Research and Information Association, London
- Vaziri, M., Windle, J. (2006a)
Strategy for the reuse of existing piles: Case study at Belgrave House, London. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 47-58
- Vaziri, M., Windle J. (2006b)
Testing strategy for the reuse of existing piles: Case study at Belgrave House, London. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 59-67
- Vogler, M. (2011)
Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude - Schadensanalysen und Verfahren zur Sanierung, Frankfurter Bausachverständigen-Tagung 2011, Frankfurt am Main
- Wäldele, J. (2014)
Reaktivierung von Bohrpfählen zur Gründung eines Geschäftshauses. 33. Baugrundtagung, Forum für junge Geotechnik-Ingenieure, Beiträge der Spezialsitzung, Berlin, DGGT, 105-109
- Walz, B. (2006)
Der 1g-Modellversuch in der Bodenmechanik - Verfahren und Anwendung. Vorträge zum 2. Hans Lorenz Symposium, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 40, 13-26

Wanninger, R. (1980)

Zur Lösung von Grundbauaufgaben mit Hilfe von elastoplastischen Stoffgesetzen vorgeführt am Einzelfundament und an der verankerten Wand. Beitrag zum Spannungs-Verformungsverhalten der Böden, Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 23

Wanoschek, R. (1971)

Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 9

Wheeler, P. (2003)

Second helpings. New Civil Engineer 11/25, December 2003, 25-26

White, B., Nagy, M., Allin, R. (2008)

Comparing cross-hole sonic logging and low-strain integrity testing results. Proceedings of the 8th International Conference on the Application of Stress-Wave Theory to Piles, Lisbon, IOS Press, 471-476

Wiggenhauser, H., Taffe, A. (2004)

Zerstörungsfreie Prüfung im Bauwesen. Bauphysik-Kalender 2004. Kapitel C1, Ernst & Sohn, 305-418

Wiggenhauser, H., Niederleithinger, E., Milmann, B. (2017)

Zerstörungsfreie Ultraschallprüfung dicker und hochbewehrter Betonbauteile. Bautechnik 94, Heft 10, 682-687

Williams, J. (2006)

Archaeology and historic buildings as drivers for foundation reuse. Reuse of Foundations for Urban Sites: Proceedings of the International Conference RuFUS 2006, Watford, IHS BRE Press, 297-302

Williams, H.T., Jones, I. (2006)

Re-use of foundations and the role of NDE techniques. Proceedings of the 10th International Conference on Piling & Deep Foundations, Amsterdam

Williams, J., Chaddock, S. (2003)

Protecting the buried archaeological resource: the re-use of foundations. Proceedings 7th International Symposium of the Organization of World Heritage Cities, Rhodes

Windle, J.C., Coulthart, P., Suckling, T.P. (2007)

Piling engineering in the urban environment at 35 Basinghall Street, London. Proceedings of the 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24-27 September 2007, 707-712

Witt, J. (2000)

Nachgründungen. Geotechnik Seminar Weimar 2000, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 3, 103-115

Witt, J. (2001)

Geotechnische Aspekte beim Bauen im Bestand – Eine Einführung. Geotechnik Seminar Weimar 2001, Bauhaus-Universität Weimar, Schriftenreihe Geotechnik, Heft 5, 1-10

Wolff, R. (1975)

Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 16

12 Normenverzeichnis

DIN 1054:2010-12

Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4020:2010-12

Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 18121-2:2012-02

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Wassergehalt - Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 18124:2011-04

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Korndichte - Kapillarpyknometer, Weithalspyknometer, Gaspyknometer, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 18126:1996-11

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Dichte nichtbindiger Böden bei lockerster und dichtester Lagerung, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 18137-2:2011-04

Baugrund, Untersuchung von Bodenproben - Bestimmung der Scherfestigkeit - Teil 2: Triaxialversuch, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 1997-1:2014-03

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN 1997-2:2010-10

Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN ISO 17892-4:2017-04

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Laborversuche an Bodenproben - Teil 4: Bestimmung der Korngrößenverteilung (ISO 17892-4:2016); Deutsche Fassung EN ISO 17892-4:2016, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN ISO 14688-1:2013-12

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 1: Benennung und Beschreibung (ISO 14688-1:2002 + Amd 1:2013); Deutsche Fassung EN ISO 14688-1:2002 + A1:2013, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN EN ISO 14688-2:2013-12

Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Benennung, Beschreibung und Klassifizierung von Boden - Teil 2: Grundlagen für Bodenklassifizierungen (ISO 14688-2:2004 + Amd 1:2013); Deutsche Fassung EN ISO 14688-2:2004 + A1:2013, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4123:2013-04

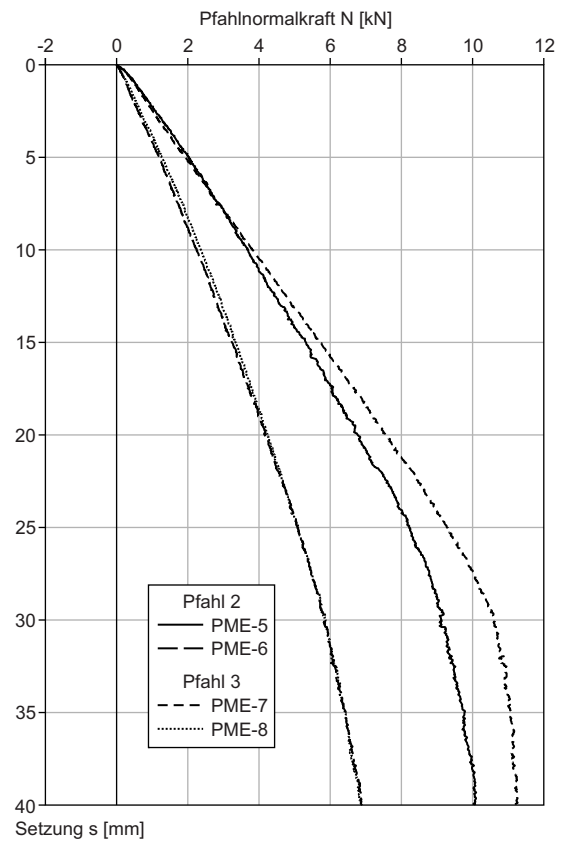
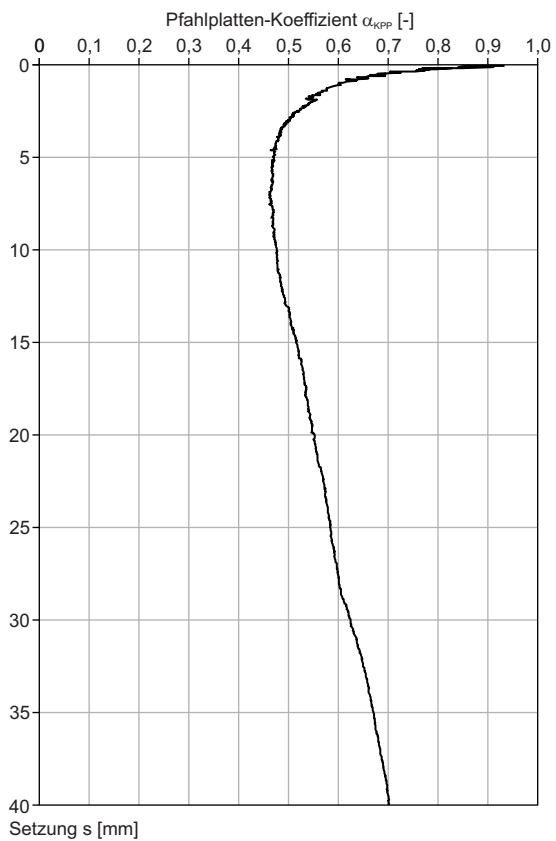
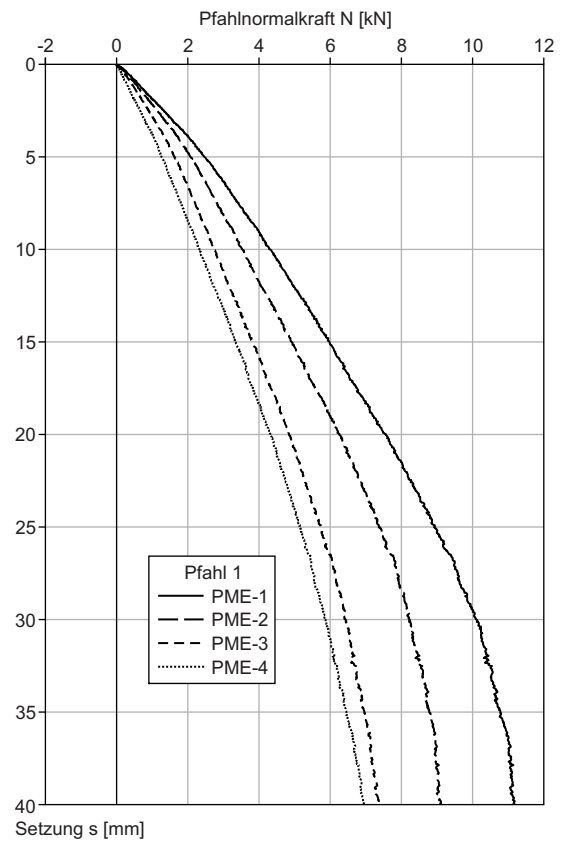
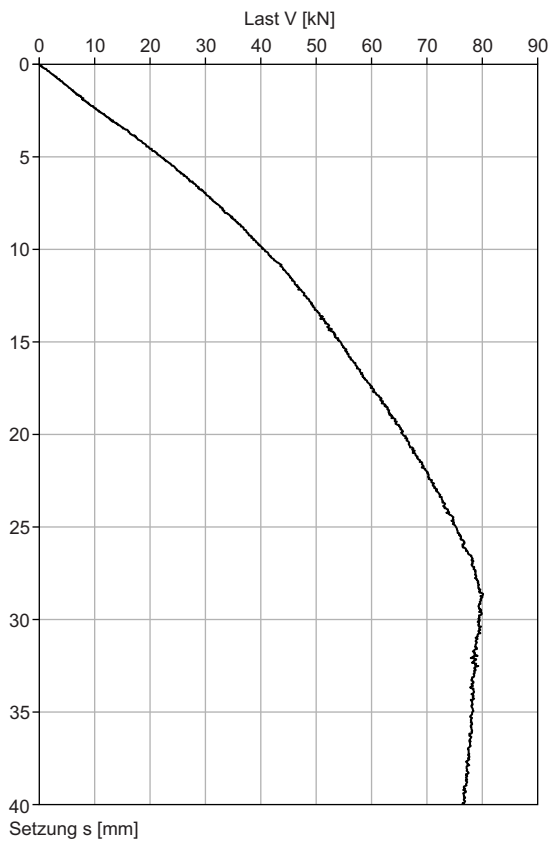
Aussachtungen, Gründungen und Unterfangungen im Bereich bestehender Gebäude, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

DIN 4124:2012-01

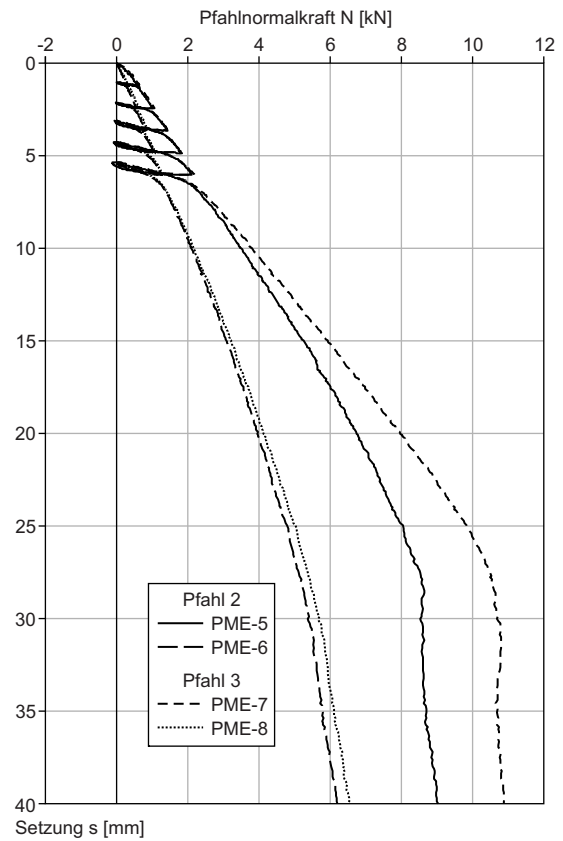
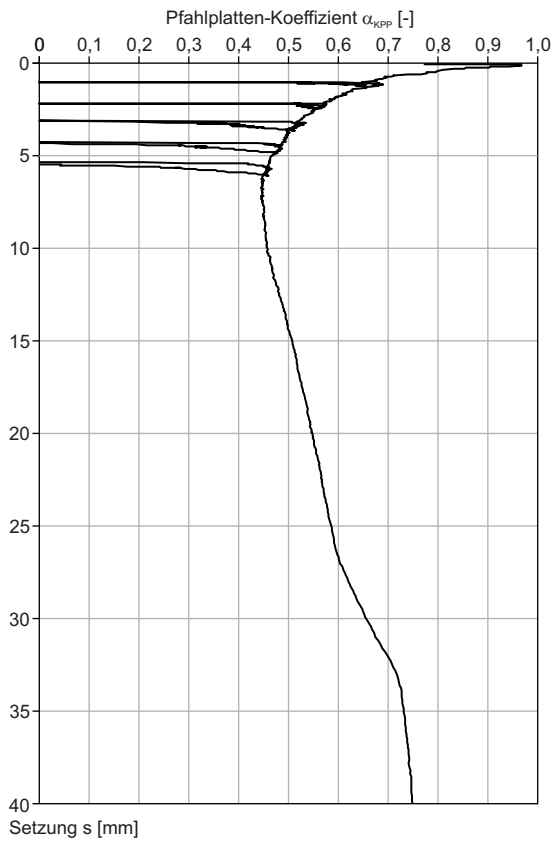
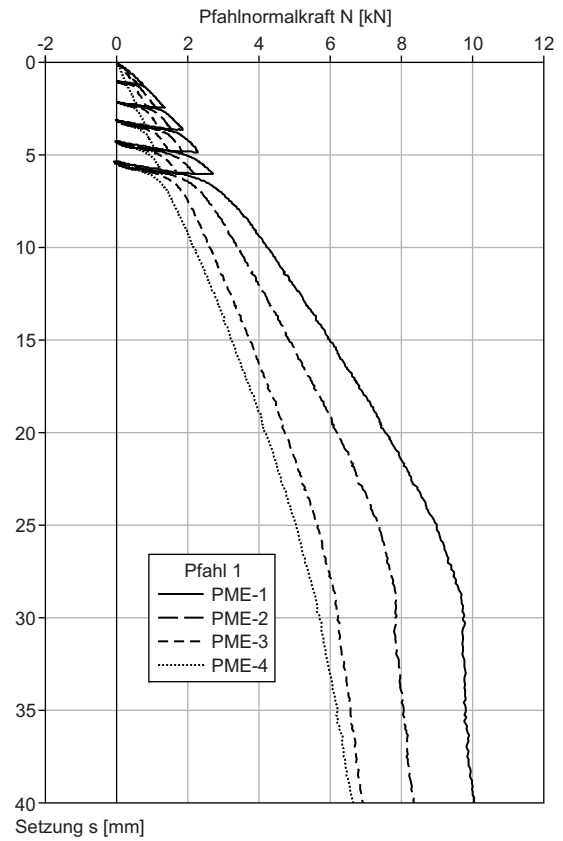
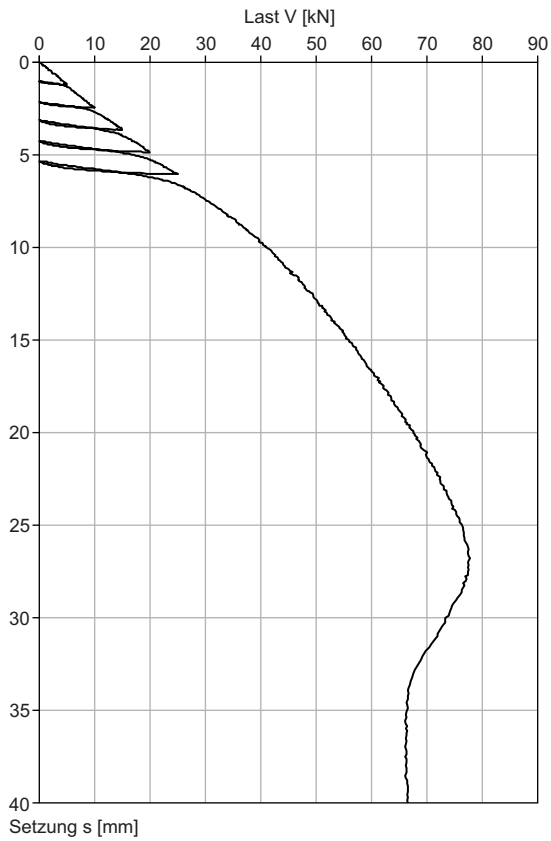
Baugruben und Gräben - Böschungen, Verbau, Arbeitsraumbreiten, DIN Deutsches Institut für Normung e.V.

Anhang: Ergebnisse Modellversuche

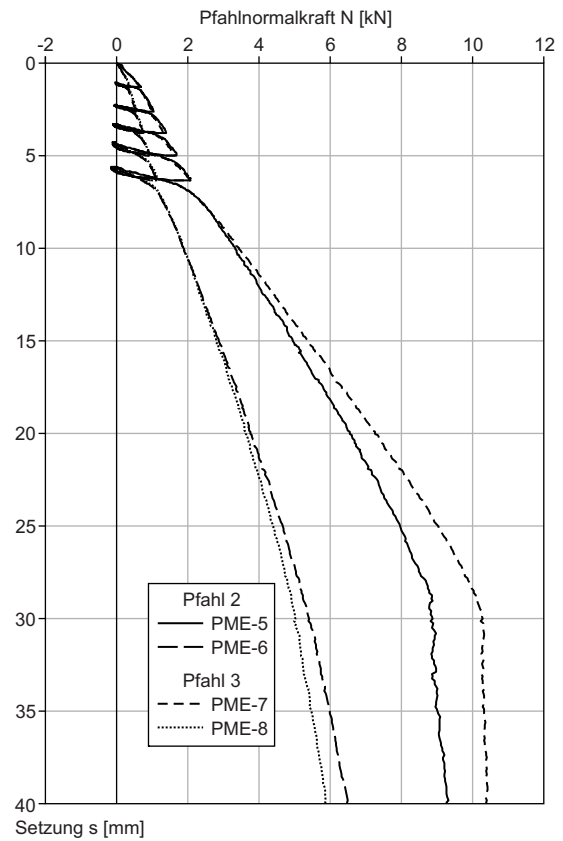
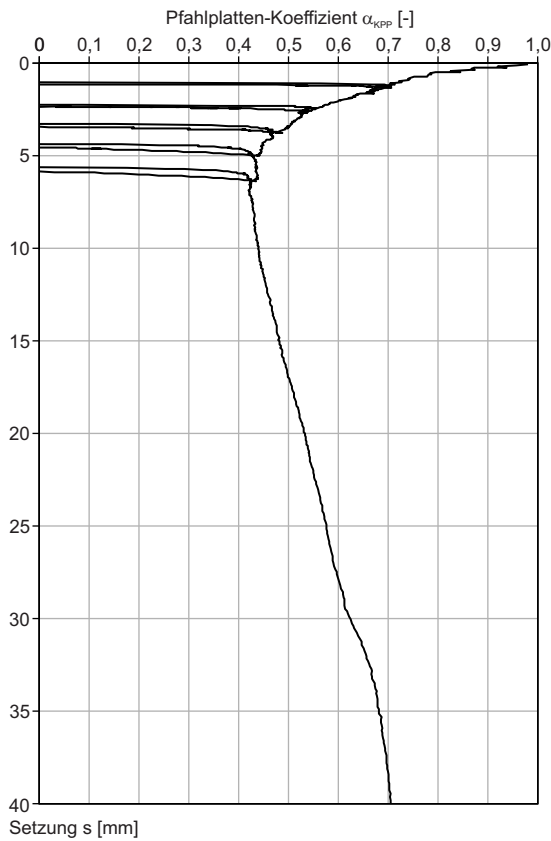
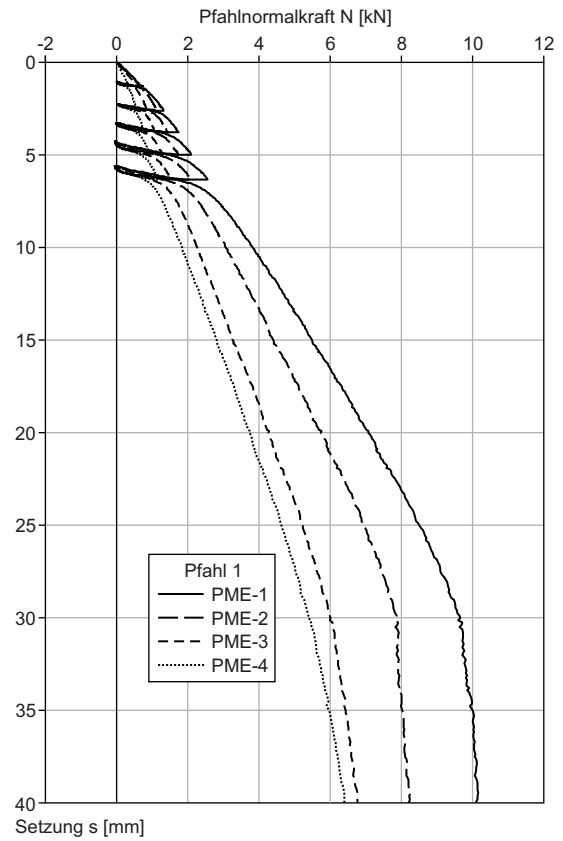
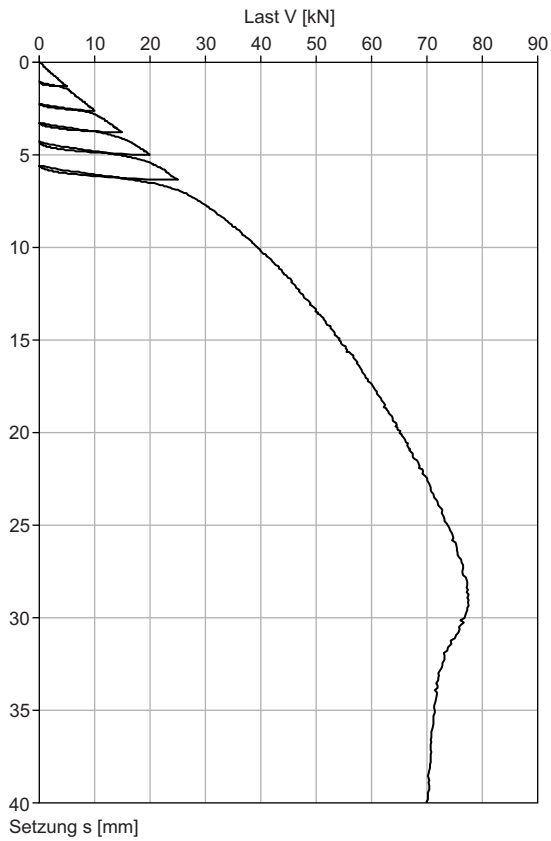
KPP5-1



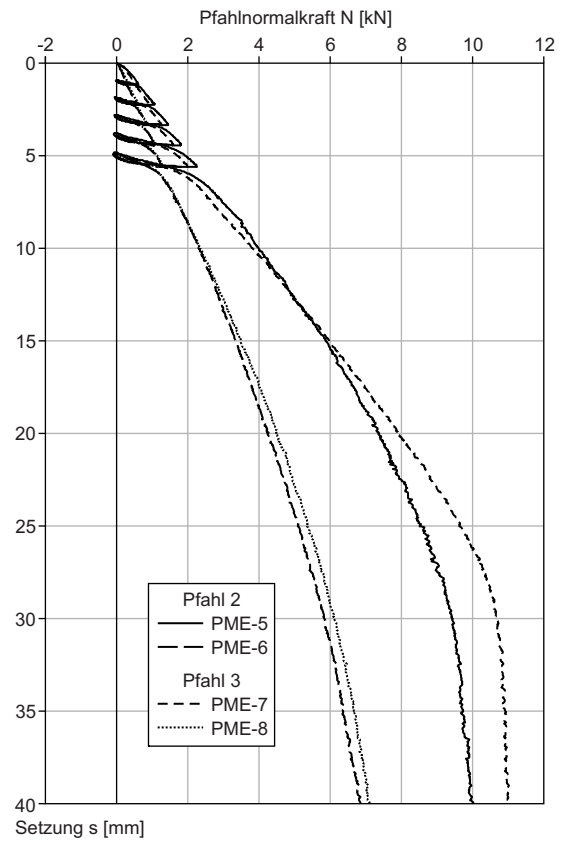
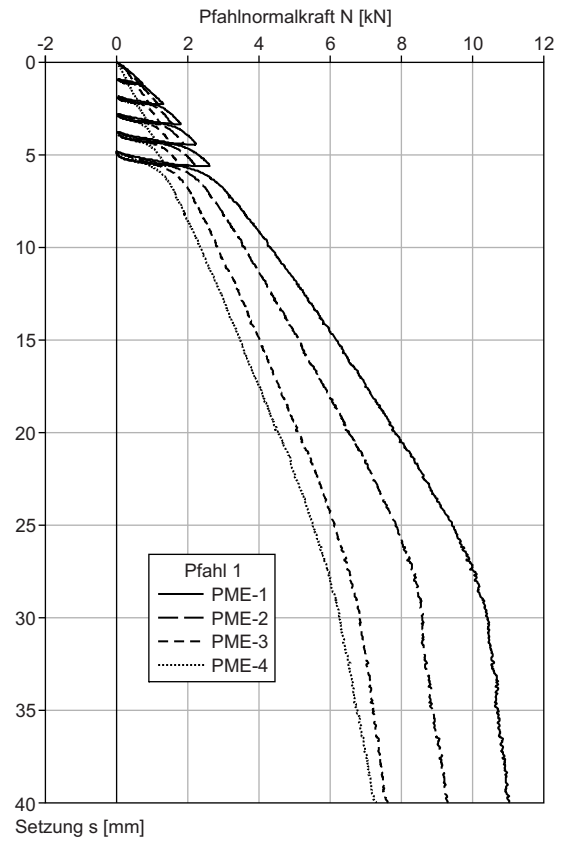
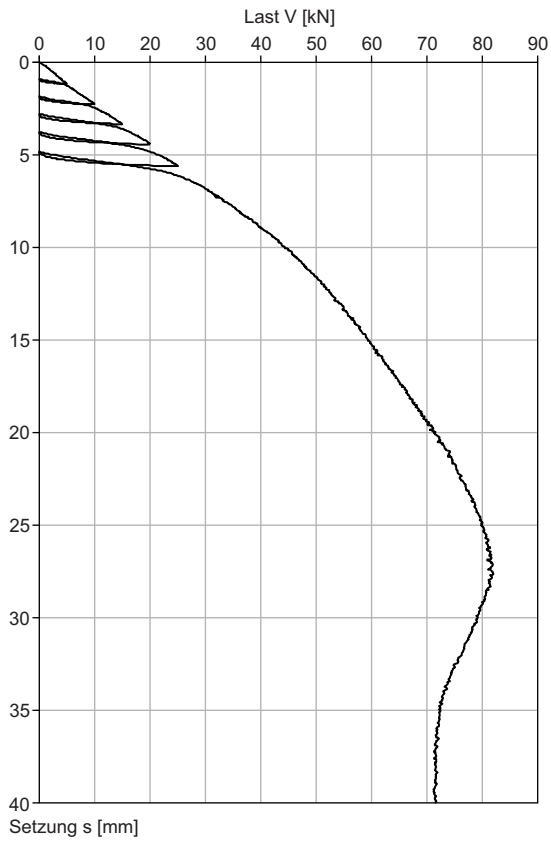
KPP5-2-W



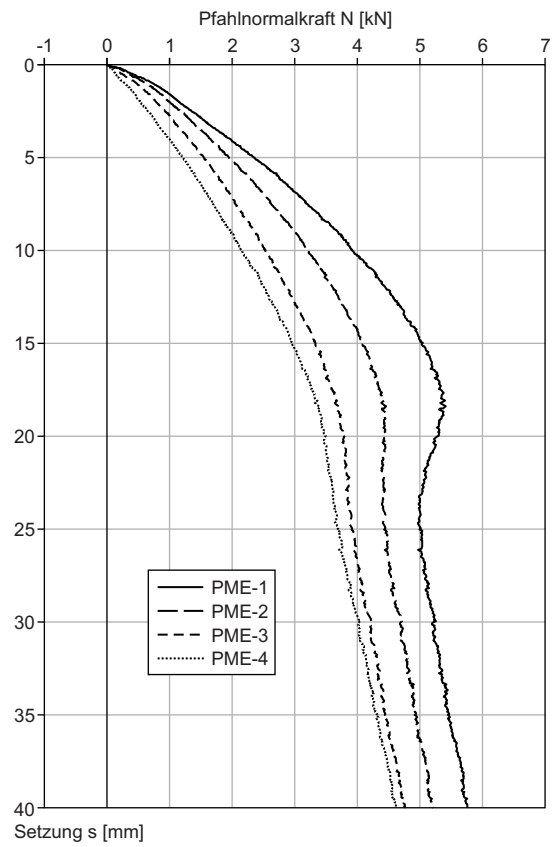
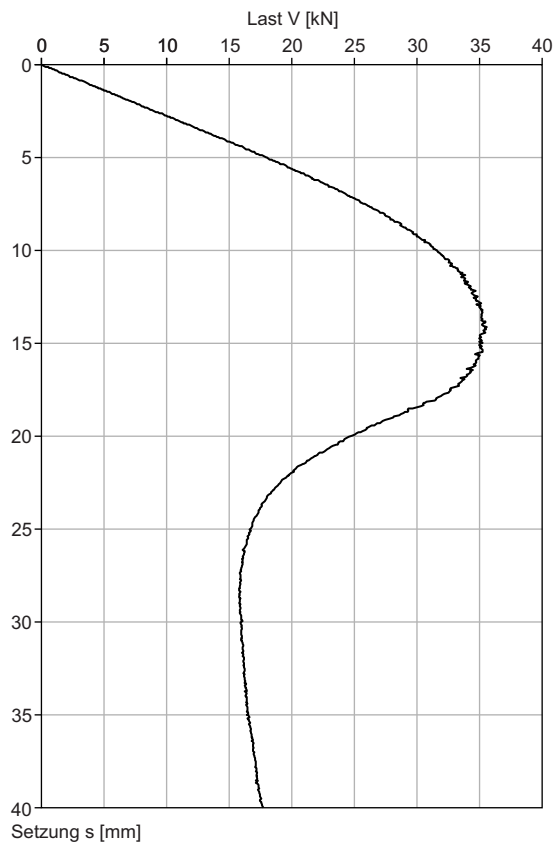
KPP5-3-W



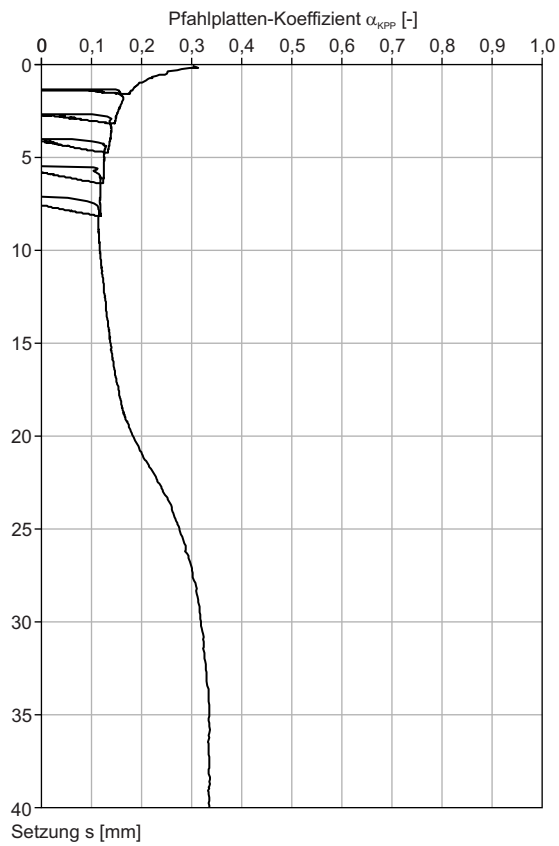
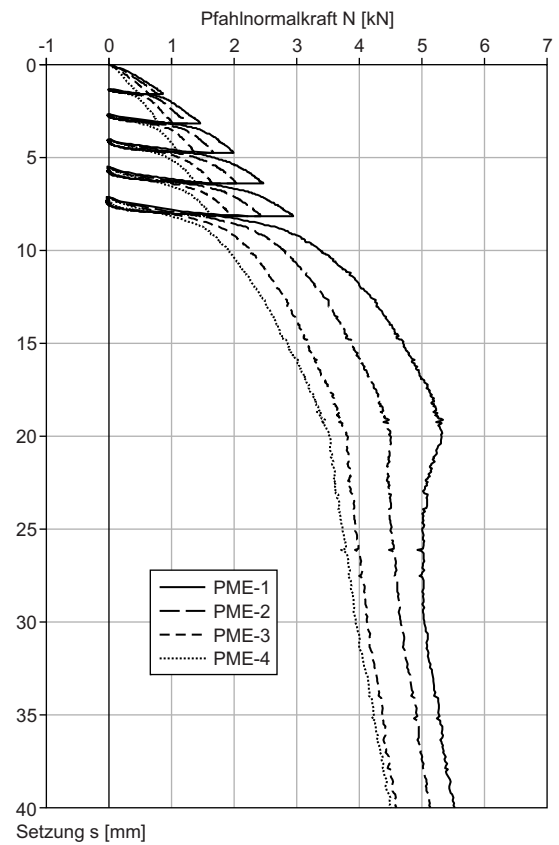
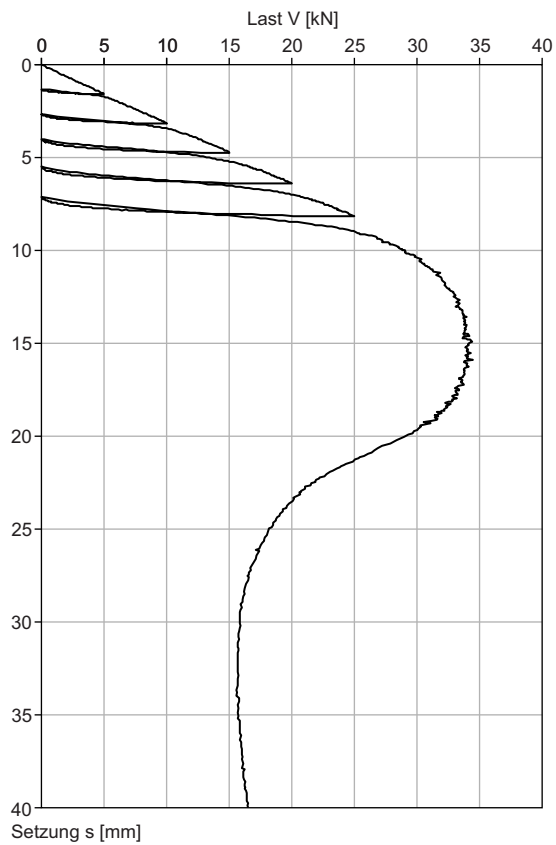
KPP5-4-W



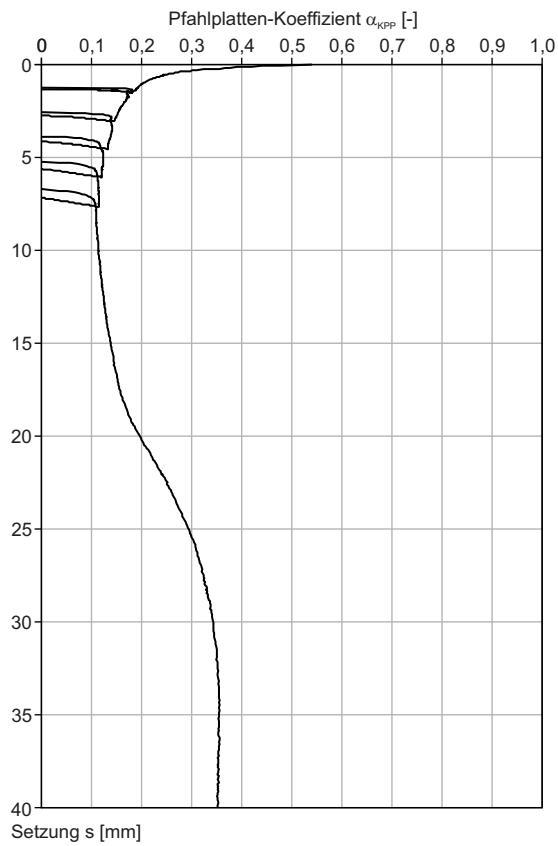
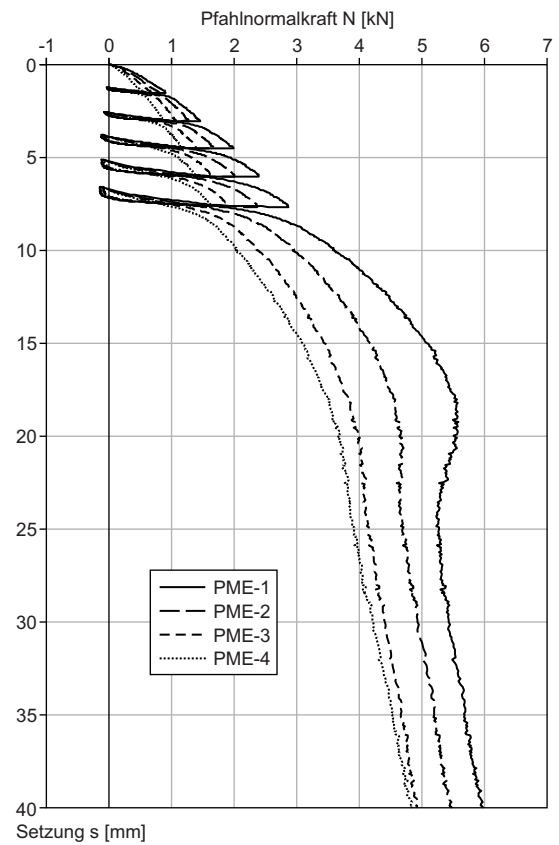
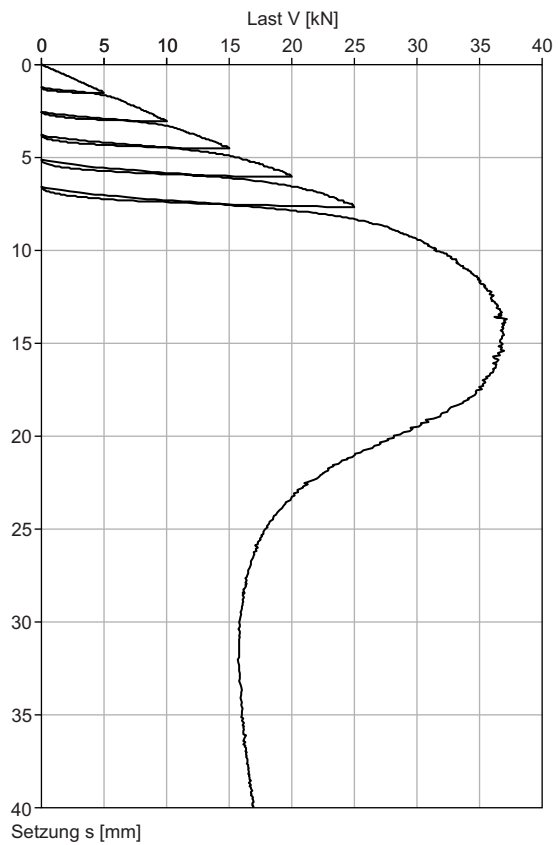
KPP1-1



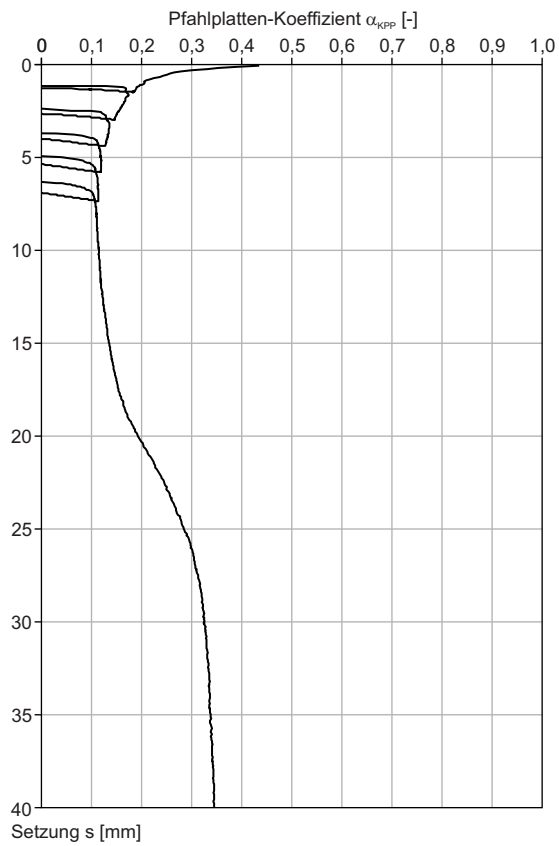
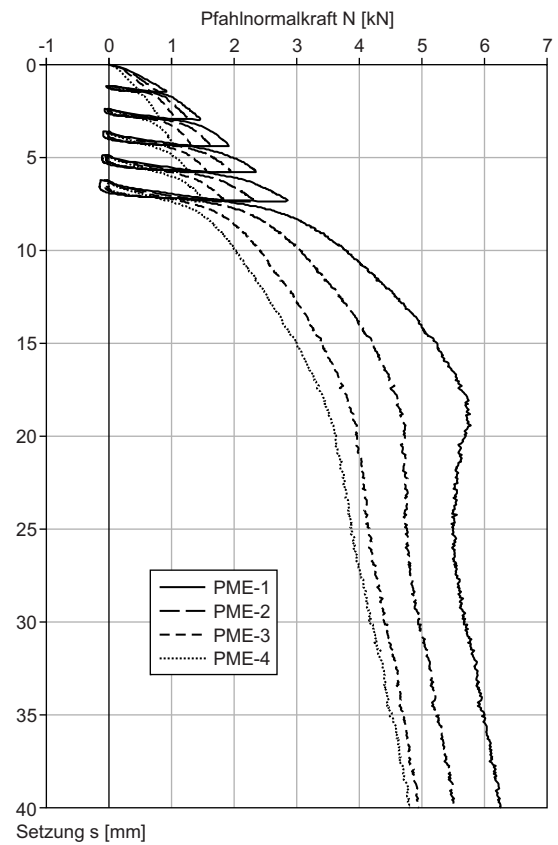
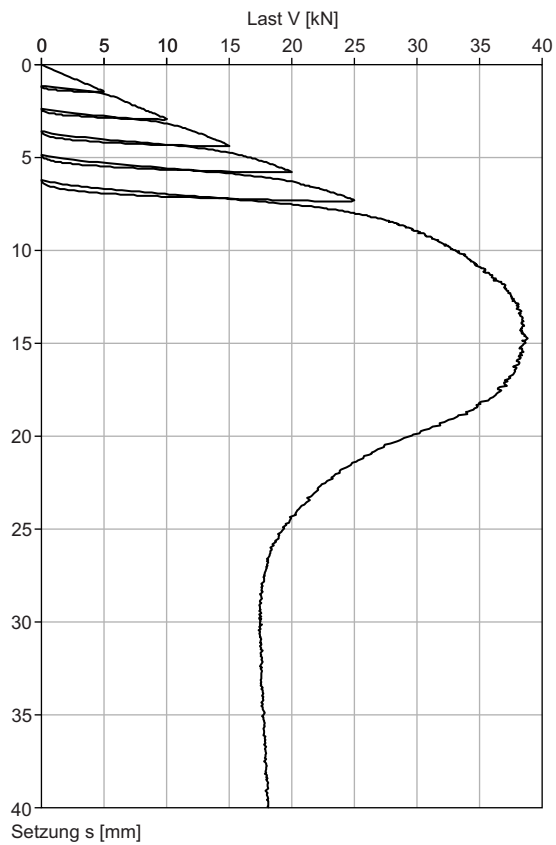
KPP1-2-W



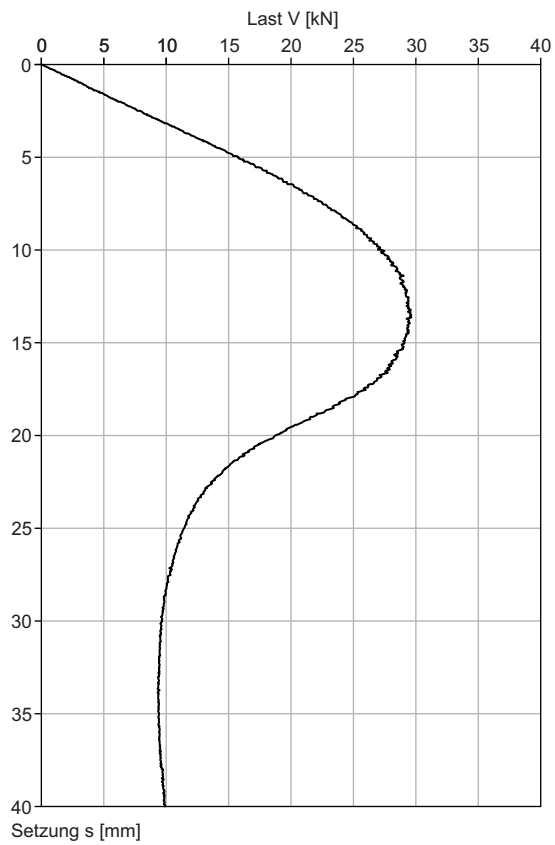
KPP1-3-W



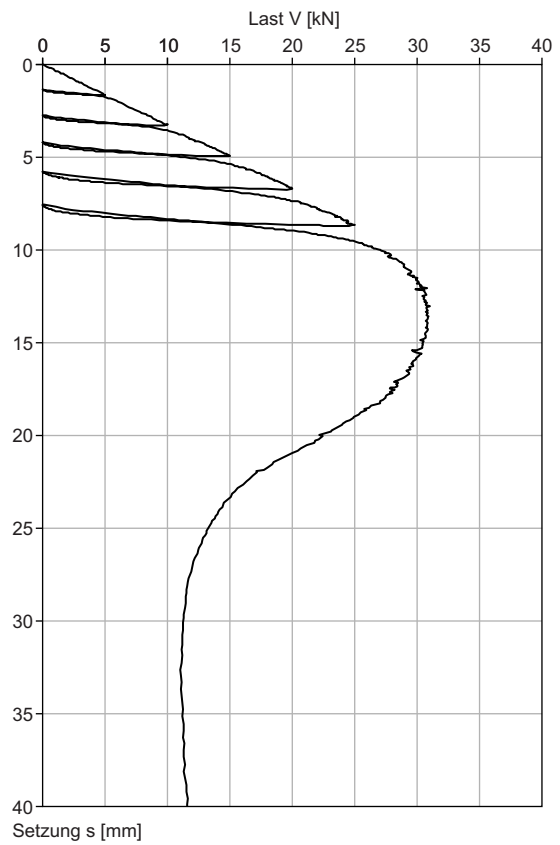
KPP1-4-W



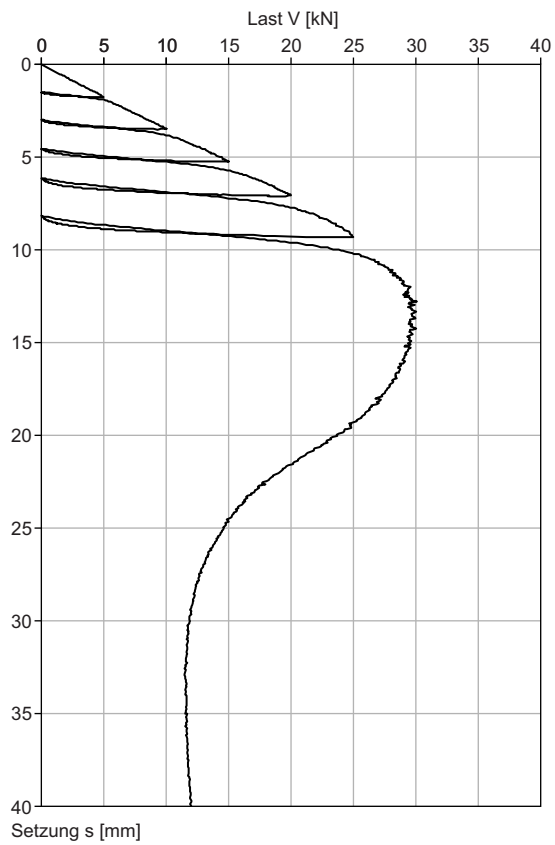
FG-1



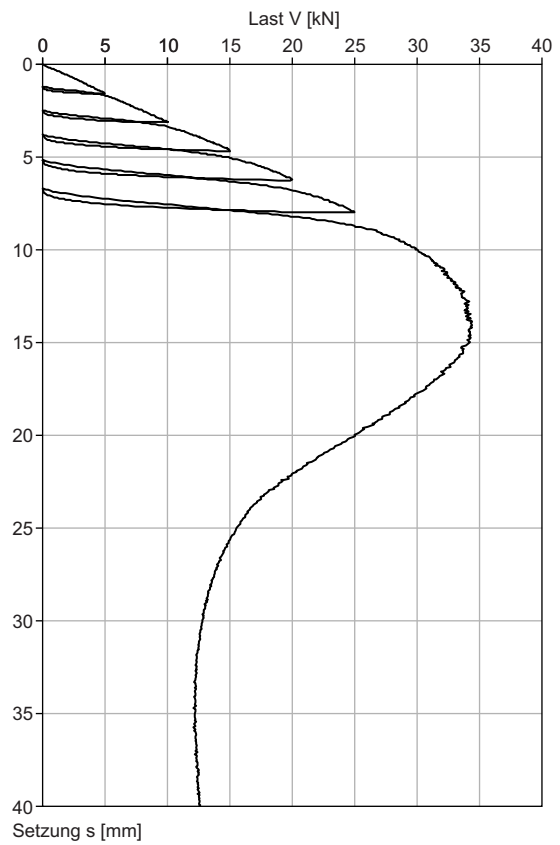
FG-2-W



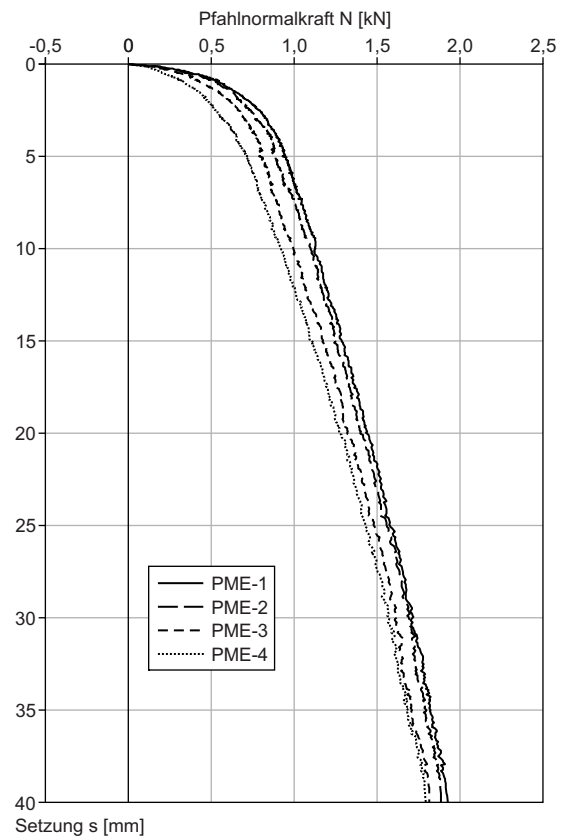
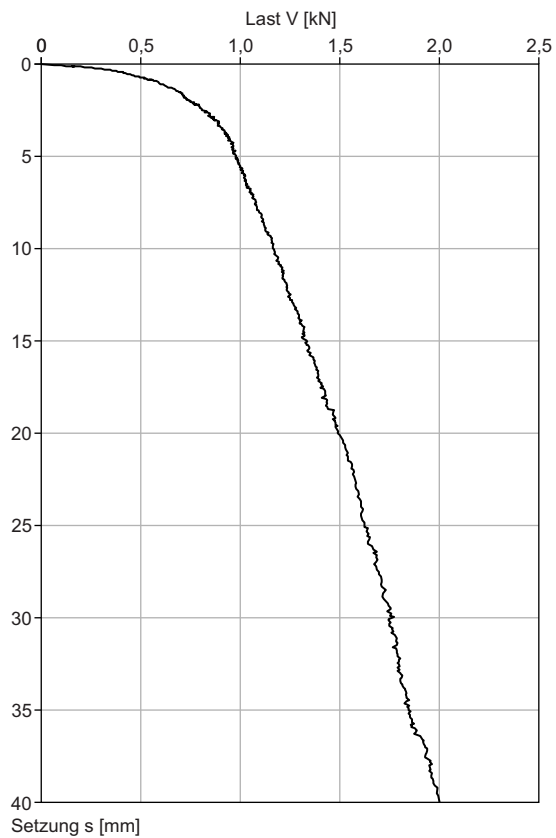
FG-3-W



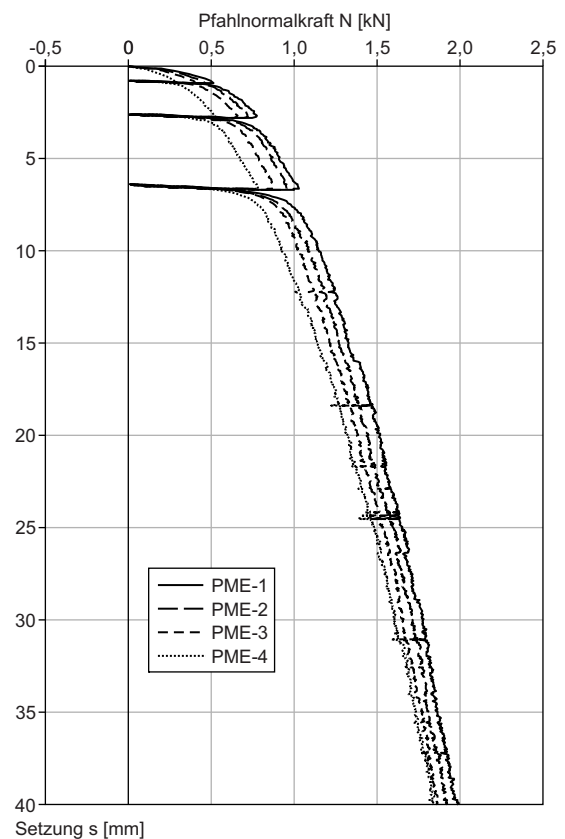
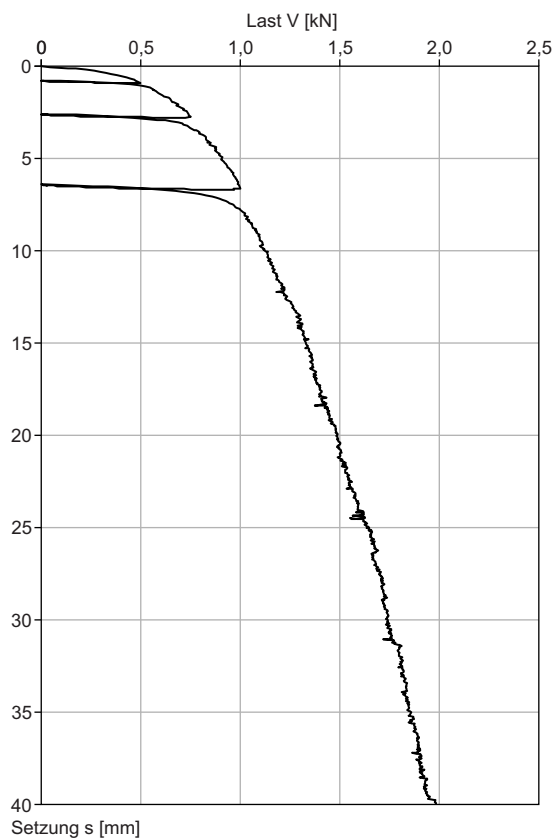
FG-4-W



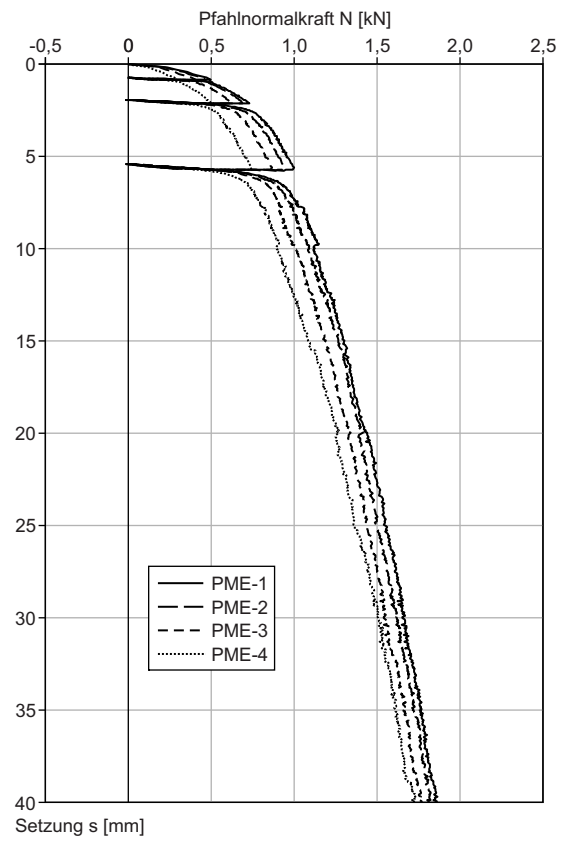
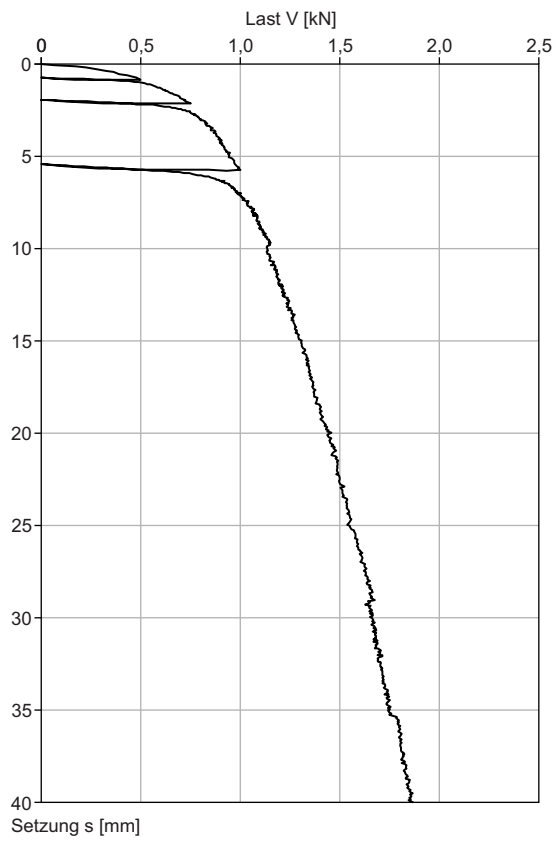
EP-1



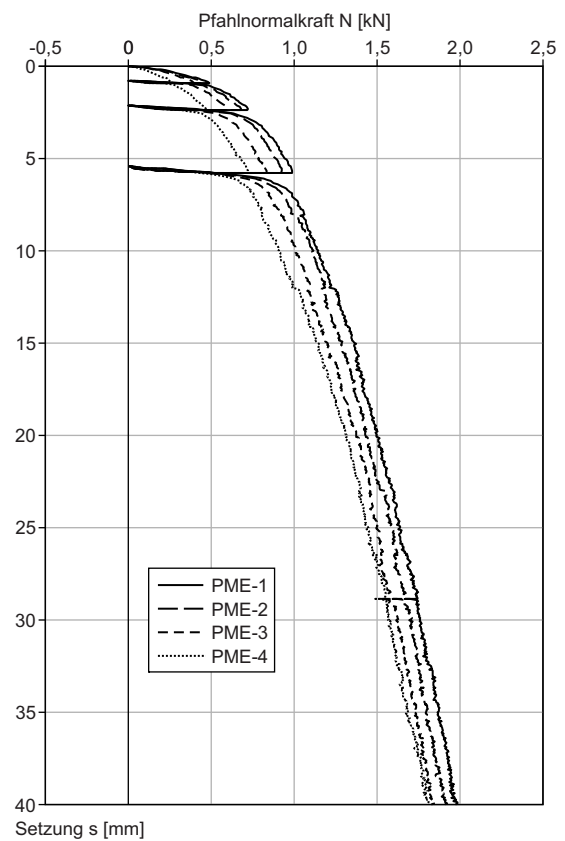
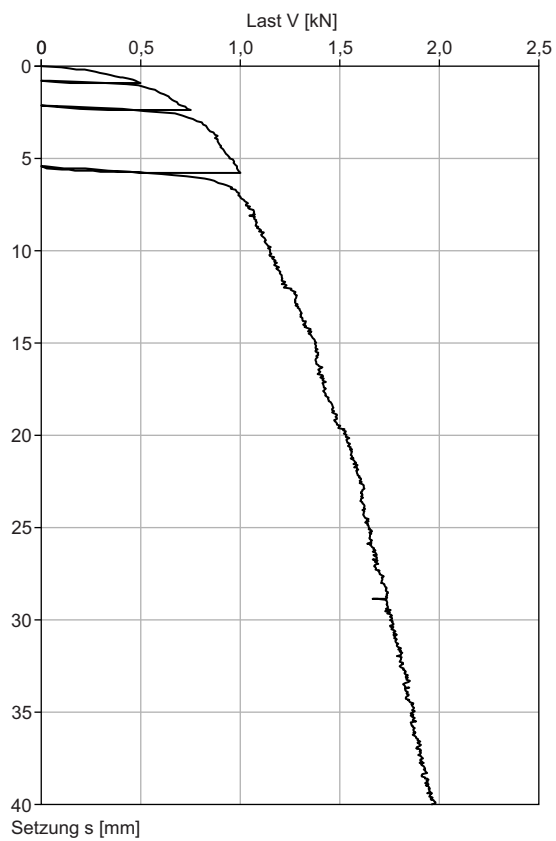
EP-2-W



EP-3-W



EP-4-W



Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt

Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der TH Darmstadt

Hrsg.: o. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten.
Dr.-Ing. Heinrich Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudambau.
Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens.
Dr.-Ing. Karl-Heinz Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen.
Prof. Dr.-Ing. Herbert. Breth, Dipl.-Ing. Ekkehart Schultz, Dipl.-Ing. Dieter Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme.
Dr.-Ing. Klaus Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsanlage.
Dr.-Ing. Dietrich Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970.
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton.
Dr.-Ing. Heinz Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände.
Dr.-Ing. Robert Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb.
Dipl.-Ing. Gerd Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973.
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand.
Dipl.-Ing. Wolfhard Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode.
Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände.
Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974
- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons.
Dr.-Ing. Peter Amann, Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1975

- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche.
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche.
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand.
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 bis 1977

Sonderheft:
Beiträge zu Staudammbau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Darmstadt, 1978
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauhigkeit.
Dr.-Ing. Heinz Czaplá, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten - Eine vergleichende Studie.
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs- Verformungsverhalten der Böden.
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet.
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981

**Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der
TH Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Eberhard Franke

- Sonderheft:
Beiträge zu Staudammbau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 70. Geburtstag von o. Prof. em. Dr.-Ing. H. Breth
Darmstadt, 1983
- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung.
Dr.-Ing. Hans-Gottfried Schmidt, Januar 1986

Sonderheft:
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12./13.3.1986 in Darmstadt.
Darmstadt, 1986
- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung.
Dr.-Ing. Hans Georg Hartmann, April 1986
- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge.
Dr.-Ing. Michael H. Heibaum, April 1987
- Nr. 28 Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung.
Dr.-Ing. Eberhard Klüber, März 1988
- Nr. 29 Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes.
Dr.-Ing. Hermann Mader, Februar 1988

- Nr. 30 Coulombsches Extremalprinzip und Schranken des Erddrucks.
Prof. Dr.-Ing. Thomas Dietrich und Dr.-Ing. Ulvi Arslan, Juni 1989
- Nr. 31 Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung.
Dr.-Ing. Gerhard Muth, Juli 1989

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der
TU Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- Nr. 32 Festvorträge zum Festkolloquium am 1. Oktober 1993 anlässlich des 80. Geburtstages von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth.
Darmstadt, November 1994
- Nr. 33 Vorträge des 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums am 14.7.1994.
Darmstadt, Dezember 1994
- Nr. 34 Vorträge zum 2. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 30.3.1995.
Darmstadt, Dezember 1995
- Nr. 35 Vorträge zum 3. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21.3.1996.
Darmstadt, März 1996
- Nr. 36 Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy, Dezember 1996
- Nr. 37 Vorträge zum 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13.3.1997.
Darmstadt, März 1997
- Nr. 38 Vorträge zum Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 21. November 1997.
Darmstadt, November 1997
- Nr. 39 Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19.3.1998.
Darmstadt, März 1998
- Nr. 40 Beitrag zum Grenzverformungsverhalten und zur Gebrauchstauglichkeit horizontaler mineralischer Deponiebarrieren.
Dr.-Ing. Lorenz Edelmann, August 1998
- Nr. 41 Flachglas-Elemente als dauerhafte Schadstoffsperre in Deponiebasisabdichtungen - Integrierte-Glas-Sandwich-Dichtung (IGSD) -
Dr.-Ing. Heinrich Weiler, November 1998
- Nr. 42 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels.
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser, November 1998
- Nr. 43 Vorträge zum 1. Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 14. Januar 1999
an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Januar 1999
- Nr. 44 Vorträge zum 6. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 11. März 1999.
Darmstadt, März 1999
- Nr. 45 Einfluß der Kapillarität auf die Mehrphasenströmung bei der Sanierung von Mineralölschadensfällen im Boden.
Dr.-Ing. Matthias Vogler, März 1999

- Nr. 46 Vorträge zum 2. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 15. Oktober 1999 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 1999
- Nr. 47 Vorträge zum Darmstädter Fortbildungsseminar Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Darmstadt, Dezember 1999
- Nr. 48 Untersuchungen zur Viskoplastizität und Festigkeit von Steinsalz.
Dr.-Ing. Conrad Boley, Dezember 1999
- Nr. 49 Experimentelle und theoretische Untersuchung der Stabilisierungsmöglichkeiten und des Verhaltens von tropischen Lateritböden.
Dr.-Ing. Girma Boled-Mekasha, Dezember 1999
- Nr. 50 Vorträge zum 2. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 17. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 51 Vorträge zum 7. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 23. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 52 Beiträge anlässlich des 50. Geburtstages von Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach.
Darmstadt, Mai 2000
- Nr. 53 In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Oliver Reul, Juli 2000
- Nr. 54 Vorträge zum 3. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 20. Oktober 2000 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2000
- Nr. 55 Vorträge zum 8. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2001.
Darmstadt, März 2001
- Nr. 56 Vorträge zum 4. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 28. September 2001 in Berlin.
Darmstadt, September 2001
- Nr. 57 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität.
Dr.-Ing. Stefan A. Heineke, Dezember 2001
- Nr. 58 Vorträge zum 9. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 14. März 2002.
Darmstadt, März 2002
- Nr. 59 Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion.
Dr.-Ing. Christian Moormann, Juli 2002
- Nr. 60 Energiepfahlanlagen mit Saisonalem Thermospeicher.
Dr.-Ing. Annette Ennigkeit, September 2002
- Nr. 61 Vorträge zum 5. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 18. Oktober 2002 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2002
- Nr. 62 Vorträge zum 3. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 30. Oktober 2002.
Darmstadt, Oktober 2002

- Nr. 63 Beitrag zur Modellierung des Tragverhaltens Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen (KPP) unter Verwendung geotechnischer Messungen.
Dr.-Ing. Bernd Lutz, Dezember 2002
- Nr. 64 Vorträge zum 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2003.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2003
- Nr. 65 Festschrift zum 90. Geburtstag von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth am 29. Juni 2003.
Darmstadt, Juni 2003
- Nr. 66 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung.
Dr.-Ing. Gerd Festag, September 2003
- Nr. 67 Vorträge zum 6. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 30. Oktober 2003 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2003
- Nr. 68 Vorträge zum 11. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2004.
Darmstadt, März 2004
- Nr. 69 Vorträge zum 7. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 28. Oktober 2004 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2004
- Nr. 70 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ort betonpfählen mit variabler Bodenverdrängung.
Dr.-Ing. Alexander Schmitt, Dezember 2004
- Nr. 71 Vorträge zum 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2005.
Darmstadt, März 2005
- Nr. 72 Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen.
Dr.-Ing. Jens Turek, März 2006
- Nr. 73 Vorträge zum 13. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2006.
Darmstadt, März 2006
- Nr. 74 Vorträge zum 8. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 6. Oktober 2006 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2006
- Nr. 75 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Baugrund-Fahrweg-Interaktion von Bahnstrecken auf gering tragfähigem Baugrund.
Dr.-Ing. Marc Ittershagen, März 2006
- Nr. 76 Vorträge zum 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2007.
Darmstadt, März 2007
- Nr. 77 Nonlinear response of laterally loaded piles in soft Bangkok clay.
Dr.-Ing. Sathaporn Pokpong, August 2007
- Nr. 78 Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Christian Gutberlet, Februar 2008
- Nr. 79 Vorträge zum 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2008.
Darmstadt, März 2008

- Nr. 80 Prozessorientierte Kooperation in der geotechnischen Bauplanung.
Dr.-Ing. Johannes Giere, März 2009
- Nr. 81 Vorträge zum 16. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 2009.
Darmstadt, März 2009
- Nr. 82 Dreidimensionale, zeitvariante stoffliche Modellierung von granularem Steinsalz.
Dr.-Ing. Stefan Wachter, Mai 2009
- Nr. 83 Möglichkeiten und Grenzen experimenteller und numerischer Modellbildungen zur Optimierung geotechnischer Verbundkonstruktionen.
Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Mai 2009
- Nr. 84 Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Gregor Bachmann, August 2009
- Nr. 85 Effects of seismic soil-structure interaction on the bearing capacity factors for shallow strip footings.
Dr.-Ing. Alexis Nzahabwanimana, September 2009
- Nr. 86 Vorträge zum 17. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2010.
Darmstadt, März 2010
- Nr. 87 Vorträge zum Festkolloquium “50 Jahre Geotechnik an der TU Darmstadt” am 25. Juni 2010. Darmstadt, Juni 2010
- Nr. 88 Vorträge zum 18. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2011.
Darmstadt, März 2011
- Nr. 89 Vorträge zum 9. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 07. April 2011 in Berlin.
Darmstadt, April 2011 (in Vorbereitung)
- Nr. 90 Optimized Use of Combined Pile-Raft Foundation Design for High-Rise Buildings on Semi-Soft Soils.
Dr.-Ing. Henok Fikre, Dezember 2011
- Nr. 91 Vorträge zum 19. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2012.
Darmstadt, März 2012
- Nr. 92 Vorträge zum 20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21. März 2013.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2013
- Nr. 93 Vorträge zum 21. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 20. März 2014.
Darmstadt, März 2014
- Nr. 94 Vorträge zum 22. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 12. März 2015.
Darmstadt, März 2015
- Nr. 95 Simulation des mechanischen Verhaltens einer Deponie unter Berücksichtigung der spezifischen Stoffeigenschaften und zeitvarianten Randbedingungen.
Dr.-Ing. Jörg Gutwald, September 2015
- Nr. 96 Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations.
Dr.-Ing. Cécilia Bohn, September 2015
- Nr. 97 Vorträge zum 23. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 10. März 2016.
Darmstadt, März 2016

- Nr. 98 Handbuch zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen, Dezember 2016
- Nr. 99 Oberflächennahe Geothermiesondenanlagen – von der Praxisstudie zur modellbasierten Analyse ihrer Temperaturfahnenausbreitung.
Dr.-Ing. Isabel Wagner, Dezember 2016
- Nr. 100 Einsatz effizienzoptimierter geothermischer Systeme zur Schnee- und Eisfreihaltung von Verkehrsflächen.
Dr.-Ing. Thomas Waberseck, März 2017
- Nr. 101 Vorträge zum 24. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2017.
Darmstadt, März 2017
- Nr. 102 The deformation behavior of Dubai's Subsoil.
Dr.-Ing. Marwan Alzaylaie, Dezember 2017
- Nr. 103 Zeitvariantes Materialverhalten von granularem Steinsalz und Simulation in numerischen Modellen.
Dr.-Ing. Steffen Leppla, Dezember 2017
- Nr. 104 Vorträge zum 25. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 08. März 2018.
Darmstadt, März 2018

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der
TU Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

- Nr. 105 Vorträge zum 26. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 07. März 2019.
Darmstadt, März 2019
- Nr. 106 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen.
Dr.-Ing. Hendrik Ramm, April 2019

Darmstadt Geotechnics

Ed.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- No. 1 3rd Darmstadt-Geotechnical Conference. 21 March 1996, Darmstadt
- No. 2 4th Darmstadt-Geotechnical Conference. 13 March 1997, Darmstadt
- No. 3 5th Darmstadt-Geotechnical Conference. 19 March 1998, Darmstadt
- No. 4 International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
Volume I + II, 8/9 October 1998, Darmstadt
- No. 5 6th Darmstadt Geotechnical Conference. 11 March 1999, Darmstadt
- No. 6 2nd Workshop Soil-Structure Interaction. 17 March 2000, Darmstadt
- No. 7 7th Darmstadt Geotechnical Conference. 23 March 2000, Darmstadt
- No. 8 8th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2001, Darmstadt
- No. 9 9th Darmstadt Geotechnical Conference. 14 March 2002, Darmstadt
- No. 10 3rd Workshop Soil-Structure Interaction. 30 October 2002, Darmstadt
- No. 11 10th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2003, Darmstadt
- No. 12 11th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2004, Darmstadt
- No. 13 12th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2005, Darmstadt
- No. 14 13th Darmstadt Geotechnical Conference. 16 March 2006, Darmstadt
- No. 15 14th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2007, Darmstadt
- No. 16 15th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2008, Darmstadt
- No. 17 16th Darmstadt Geotechnical Conference. 19 March 2009, Darmstadt
- No. 18 International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles.
15 May 2009, Frankfurt am Main
- No. 19 17th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2010, Darmstadt
- No. 20 18th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2011, Darmstadt
- No. 21 Particle Image Velocemity Measuring Methods for Soil Movements in Geotechnics,
December 2011, Darmstadt
- No. 22 19th Darmstadt Geotechnical Conference, 15 March 2012, Darmstadt
- No. 23 20th Darmstadt Geotechnical Conference, 21 March 2013, Darmstadt
- No. 24 21th Darmstadt Geotechnical Conference, 20 March 2014, Darmstadt

ISBN 978-3-942068-26-0

ISSN 1436-6320